

Aerodinamica e vulnerabilità eolica per i ponti di grande luce

Dissertation

submitted to and approved by the

Faculty of Architecture, Civil Engineering and Environmental Sciences

Technical University

Carolo-Wilhelmina Braunschweig

and the

Faculty of Engineering

University of Florence

in candidacy for the degree of a

Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.) /

Dottore di Ricerca in Risk Management on the Built Environment ^{*)}

by

Enrico Tullio de Grenet

from Napoli, Italy

Submitted on 31 July 2005

Oral examination on 20 October 2005

1. Examiner: Prof. Antes

Additional examiner Prof. Peil

Additional examiner Prof. Bartoli

2005

*) Either the German or the Italian form of the title may be used.

Abstract	XXI
1 La gestione del Rischio eolico nella progettazione dei ponti di grande luce	1
1.1. Introduzione	1
1.2. La gestione del rischio eolico per gli impalcati da ponte	1
1.3. I livelli di servizio per le strutture da ponte sotto l'azione del vento	4
1.4. La vulnerabilità	6
2 Il ruolo dell'azione eolica nella progettazione dei ponti di grande luce	8
2.1. L'arte strutturale fino al 1940	8
2.2. Dal Tacoma narrow bridge ai giorni nostri	23
2.3. Obiettivo ed organizzazione della tesi	28
3 Modello delle forze aerodinamiche per gli impalcati da ponte.	31
3.1. Azioni del vento sui ponti di grande luce	31
3.1.1. <i>Il vento nello strato limite atmosferico</i>	31
3.1.2. <i>Azioni statiche</i>	35
3.1.3. <i>Azioni dinamiche quasi statiche</i>	37
3.1.4. <i>Azioni dinamiche instazionarie</i>	41
4 La struttura delle forze aerodinamiche sezionali sugli impalcati da ponte scatolari	47
4.1. Introduzione	47
4.2. La sperimentazione in galleria del vento	48
4.2.1. <i>Modello sezione</i>	54
4.2.2. <i>Modelli aeroelastici completi (repliche)</i>	55
4.2.3. <i>Modelli "taut strip"</i>	55
4.2.4. <i>Modelli della torre</i>	56
4.3. Le gallerie del vento utilizzate per le prove sul modello sezione del Sunshine Skyway Bridge	57
4.4. Modello sezione del Sunshine Skyway Bridge	58
4.4.1. <i>Set-up e strumentazione prove statiche e dinamiche</i>	58
4.5. L'influenza del regime di vibrazione sulle forze aerodinamiche sezionali	61
4.5.1. <i>La risposta strutturale ed i coefficienti aerodinamici</i>	61
4.5.2. <i>L'andamento delle pressioni lungo la sezione trasversale di un impalcato da ponte scatolare</i>	66
4.5.3. <i>Il comportamento aeroelastico degli impalcati da ponte a sezione scatolare</i>	69

5	Decomposizione ortogonale delle pressioni da vento su di un impalcato da ponte	75
5.1.	introduzione	75
5.2.	Decomposizione ortogonale attraverso la matrice di covarianza	77
5.2.1.	<i>La CPT su di un impalcato da ponte</i>	77
5.3.	Decomposizione ortogonale attraverso la matrice di densità spettrale di potenza	82
5.3.1.	<i>La SPT su di un impalcato da ponte</i>	85
5.4.	La decomposizione ortogonale nell'ambito della previsione della risposta e della valutazione della vulnerabilità dei ponti all'azione eolica	88
6	La correlazione longitudinale delle forzanti aeroelastiche sugli impalcati da ponte	91
6.1.	Introduzione	91
6.2.	Sperimentazione in galleria del vento	91
6.2.1.	<i>Galleria del vento del Criaciv</i>	91
6.2.2.	<i>Modello</i>	93
6.2.3.	<i>Set-up sperimentale e strumentazione utilizzata</i>	95
6.3.	L'influenza del regime di vibrazione sull'organizzazione longitudinale delle forzanti aeroelastiche.	99
6.3.1.	<i>Analisi della risposta</i>	99
6.3.2.	<i>Coefficiente di correlazione longitudinale per una sezione rettangolare</i>	103
6.3.3.	<i>Analisi della correlazione attraverso la decomposizione ortogonale</i>	113
6.4.	La correlazione longitudinale come strumento di analisi per la mitigazione della vulnerabilità delle strutture all'azione del vento.	115
7	Conclusioni	121
7.1.	L'aerodinamica dei ponti di grande luce	121
8	References	126
9	Appendice A	131
9.1.	Andamento della correlazione per alcune prese significative configurazione AC1	131
9.2.	Andamento della correlazione per alcune prese significative configurazione AC4	140

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1.1	Tabella contenente le velocità del vento e la forza [11]	2
Figura 2.2	Disegno del Bonar bridge (Scozia, 1812) progettato da Thomas Telford	10
Figura 2.3	Disegno del Winch Bridge (Gran Bretagna, 1741) luce 21 m	11
Figura 2.4	Menai Bridge (Gran Bretagna, 1826) luce 177 m progettato da Thomas Telford	12
Figura 2.5	Viadotto Rouzat (Francia, 1869) progetto di G. Eiffel con il dettaglio della pila	13
Figura 2.6	Pia Maria Bridge (Douro, Portogallo, 1877) progetto di G. Eiffel	14
Figura 2.7	Garabit (St. Flour, Francia, 1884) progetto di G. Eiffel con una luce di 140m	15
Figura 2.8	Niagara bridge (USA, 1855) progetto di J. Roebling con una luce di 250m	16
Figura 2.9	Cincinnati bridge (USA, 1855) progetto di J. Roebling con una luce di 250m	17
Figura 2.10	Brooklyn bridge (USA, 1883) progetto di J. Roebling con una luce di 488m	18
Figura 2.11	Eads bridge (Cincinnati, USA, 1883) progetto di James B. Eads con una luce di 160m	18
Figura 2.12	Firth of Forth (Scozia, 1890) progetto di sir B. Baker luce centrale 521m	19
Figura 2.13	Hell Gate (Scozia, 1916) progetto di G. Lidenthal; luce centrale 298m	19
Figura 2.14	George Washington bridge (New York, USA, 1931) progetto di Othmar Ammann con una luce di 1067m	20
Figura 2.15	Bronx-Whitestone bridge (New York, USA, 1939) progetto di Othmar Ammann con una luce di 701m	20
Figura 2.16	Verrazano bridge (New York, USA, 1964) progetto di O. Ammann con una luce di 1298m	21
Figura 2.17	Bayonne bridge (New York, USA, 1931) progetto di O. Ammann con una luce di 504m	21
Figura 2.18	Golden Gate bridge (San Francisco, USA, 1937) con consulenza di O. Ammann con una luce di 1280m	22
Figura 2.19	Salginatobel (Svizzera, 1930) progettato di R. Maillart	22
Figura 2.20	Zouz (Svizzera, 1930) progettato di R. Maillart	23
Figura 2.21	Schwandbach (Svizzera, 1933) progettato di R. Maillart	24
Figura 2.22	Ganter (Svizzera, 1933) progettato di R. Maillart	24
Figura 2.23	Severn (Gran Bretagna, 1966) con una luce di 988m	25
Figura 2.24	Humber (Gran Bretagna, 1981) con una luce di 1410 m	26

Figura 2.25	Storebealt (Danimarca, 1998)	27
Figura 2.26	Akashi Kaikyo (Giappone, 1999) con una luce di 1991 m	28
Figura 2.27	Sezione del ponte sullo stretto di Messina (Italia, 20??) con una luce di 3300 m,	29
Figura 2.28	Tatara (Kobe, Giappone, 1998) con una luce di 988m	30
Figura 3.29	Rappresentazione ideale di uno spettro a lungo termine della velocità	32
Figura 3.30	Profilo delle velocità per diverse condizioni di rugosità	33
Figura 3.31	Convenzioni sui segni delle azioni aerodinamiche e degli spostamenti	36
Figura 3.32	Andamento delle derivate di flutter ricavate per alcune sezioni e per il profilo alare sottile	44
Figura 4.33	Schema della galleria BLWTL I dell'University of Western Ontario	48
Figura 4.34	La galleria del vento al Deutsche Forschungsanstalt für Luft- und Raumfahrt DLR, Göttingen, Germania	52
Figura 4.35	Il modello Taut-Strip	56
Figura 4.36	Il modello del SSB nella BLWTL II	59
Figura 4.37	Schema del Set-up sperimentale in galleria durante le prove dinamiche	60
Figura 4.38	Andamento delle pressioni medie ed RMS al variare della velocità del vento	61
Figura 4.39	Andamento del coefficiente di torsione medio ed RMS al variare della velocità del vento confrontato con il valore misurato dalle prove statiche (linea retta)	63
Figura 4.40	Andamento del coefficiente di portanza medio ed RMS al variare della velocità del vento confrontato con il valore misurato dalle prove statiche (linea retta)	64
Figura 4.41	Andamento degli spostamenti verticali medi ed RMS del SSB al variare della velocità del vento	65
Figura 4.42	Andamento delle pressioni medie dalle prove statiche con e senza barriere	66
Figura 4.43	Andamento delle pressioni RMS per le prove statiche con e senza barriere	67
Figura 4.44	Andamento delle pressioni medie per i tre regimi di oscillazione e per le prove statiche	68
Figura 4.45	Andamento delle pressioni RMS per i tre regimi di oscillazione e per le prove statiche	69
Figura 4.46	Andamento delle coerenza delle pressioni e della torsione per le prove statiche e per quelle dinamiche	69
Figura 4.47	Andamento della frequenza di oscillazione torsionale e di distacco al variare della velocità	70

Figura 4.48	Andamento della frequenza di oscillazione verticale e di distacco al variare della velocità	71
Figura 4.49	Andamento della PSD per la componente di torsione in tre diversi regimi di oscillazione	72
Figura 4.50	Funzione PSD per tre prese significative e per i tre regimi di vibrazione confrontati con le statiche	73
Figura 5.51	Modello sezione del SSB con la distribuzione delle prese manometriche	78
Figura 5.52	Andamento delle frequenze di risposta al variare della velocità del flusso	79
Figura 5.53	Andamento del primo e secondo modo per la $U=14,6$ m/s	80
Figura 5.54	Andamento dei primi sei modi di covarianza dei coefficienti di torsione ed i primi modi di covarianza per le tre velocità caratteristiche.	81
Figura 5.55	$U=14.6$ m/s: PSD e campioni di serie temporali del coefficiente di torsione del segnale originale (linea sottile) confrontato con quello ricostruito dal (a) 1° modo, (b) 2° modo, (c) 3° modo, (d) modi cumulati dal primo al terzo	82
Figura 5.56	$U=7.6$ m/s: PSD e campioni di serie temporali del coefficiente di torsione dal segnale originale (linea sottile) confrontato con quello ricostruito da: (a) 1° modo, (b) 2° modo, (c) cumulati 1° e 2°, (d) cumulati da 3° a 6°, (e) cumulati da 1° a 6°	83
Figura 5.57	$U=17.4$ m/s: PSD e campioni di serie temporali del coefficiente di torsione ricostruito dal segnale originale (linea sottile) confrontato con quello ricostruito da: (a) 1° modo, (b) cumulati 1° e 3° modi, (c) cumulati 2° e 5° (d) cumulati 4° e 6°, (e) cumulati da 1° a 6°	84
Figura 5.58	\bar{I}_{jk} (fs) per il SSB alla velocità di $U = 7.6$ m/s	86
Figura 5.59	Confronto tra il primo ed il secondo modo CPT e le pressioni istantanee dell SPT dal modo uno	86
Figura 5.60	\bar{I}_{jk} (2fs) per il SSB alla velocità di $U = 7.6$ m/s	87
Figura 5.61	Confronto tra i modi CPT tre e quattro e le pressioni istantanee della SPT dei modi tre ed uno	87
Figura 5.62	Spettro di ampiezza degli autovettori normalizzati, fase tra il modo TORQUE1 e TORQUE2 ed indice di verosimiglianza	88
Figura 6.63	La galleria del CRIACIV di Prato	92
Figura 6.64	Disegno della sezione trasversale del modello scatolare	93
Figura 6.65	Disegno della distribuzione delle prese manometriche lungo la sezione trasversale	94
Figura 6.66	Disegno della distribuzione dei registri di prese monometriche lungo l'impalcato	95

Figura 6.67	Disegno delle griglie per la generazione del flusso turbolento	96
Figura 6.68	Andamento della risposta in spostamenti verticali (continua) e rotazioni torsionali (tratteggiata) per la configurazione AC1	98
Figura 6.69	Andamento della frequenza di eccitazione portanza (cerchi) e torsionali (quadrati) per la configurazione AC1 al variare della velocità	99
Figura 6.70	Andamento della risposta in spostamenti verticali (continua) e rotazioni torsionali (tratteggiata) per la configurazione AC4	100
Figura 6.71	Andamento della frequenza di eccitazione portanza (cerchi) e torsionali (quadrati) per la configurazione AC1 al variare della velocità	101
Figura 6.72	Andamento della correlazione spaziale per la componente torsionale per i differenti regimi configurazione AC1	102
Figura 6.73	Andamento della correlazione spaziale per la componente di portanza per i differenti regimi configurazione AC1	103
Figura 6.74	Andamento della correlazione spaziale per la componente di resistenza per i differenti regimi configurazione AC1	104
Figura 6.75	Andamento della correlazione spaziale per la presa di base per i differenti regimi configurazione AC1	106
Figura 6.76	Andamento della correlazione spaziale per la presa di stagnazione per i differenti regimi configurazione AC1	107
Figura 6.77	Andamento della correlazione spaziale per torsione per i differenti regimi configurazione AC4	108
Figura 6.78	Andamento della correlazione spaziale per portanza per i differenti regimi configurazione AC4	108
Figura 6.79	Andamento della correlazione spaziale per resistenza per i differenti regimi configurazione AC4	109
Figura 6.80	Andamento della correlazione spaziale per presa di base per i differenti regimi configurazione AC4	109
Figura 6.81	Andamento della correlazione spaziale per presa di stagnazione per i differenti regimi configurazione AC4	110
Figura 6.82	Andamento delle curve interpolanti (5.4) per il flutter (a-d) ed il lock-in (e-f) per la componente torsionale (a-b & e-f) e per quella di portanza (c-d & g-h) per la AC1 (sinistra) e AC4 (destra)	112
Figura 6.83	Andamento della correlazione spaziale per torsione del segnale originale e dai ricostruiti con un numero limitato di modi per la configurazione AC1 $U=15.31\text{m/s}$	114

Figura 6.84	Andamento della PSD per torsione del segnale originale e dai ricostruiti con un numero limitato di modi per la configurazione AC1 $U=15.31\text{m/s}$	115
Figura 6.85	Andamento della correlazione spaziale per torsione del segnale originale e dai ricostruiti con un numero limitato di modi per la configurazione AC4 $U=15.56\text{ m/s}$	116
Figura 6.86	Andamento della PSD per torsione del segnale originale e dai ricostruiti con un numero limitato di modi per la configurazione AC4 $U=15.56\text{m/s}$	117
Figura 6.87	Andamento della correlazione spaziale per torsione del segnale originale e dai ricostruiti con un numero limitato di modi per la configurazione AC1 $U=3.34\text{ m/s}$	119
Figura 6.90	Andamento della PSD per torsione del segnale originale e dai ricostruiti con un numero limitato di modi per la configurazione AC1 $U=3.34\text{ m/s}$	119
Figura 6.88	Andamento della correlazione spaziale per torsione del segnale originale e dai ricostruiti con un numero limitato di modi per la configurazione AC4 $U=3.19\text{ m/s}$	120
Figura 6.89	Andamento della PSD per torsione del segnale originale e dai ricostruiti con un numero limitato di modi per la configurazione AC4 $U=3.19\text{ m/s}$	120

Zusammenfassung

Man hat gemerkt wie, im Laufe der Jahren über das Verhalten von Brücken auf breiter Weite viel wurde untersucht, und viel soll noch untersucht werden, besonders bezüglich Windeinwirkung. Mehrere Leute kamen ums Leben und viele wirtschaftliche Schäden wurden aufgenommen, gerade zur Ursprung solcher Strukturen, wegen Strukturzusammenbruch, oder im Allgemein wegen ihres schlechtes Verhalten, wo irgendwie das von der Windeinwirkung verursacht war.

Meistens da wo zum Wind zuschreibbaren Problemen aufgetaucht sind, waren diese nicht soviel aus fehlerhafter Konstruktion oder Unwissenheit einzelner Konstrukteuren verursacht worden, sondern aus allgemeiner Unwissenheit der ganzen wissenschaftlichen Gemeinschaft über den wirklichen Ursachen, die zur Überwinden der Strukturgrenzlage gebracht hätten. Beispiel für allen gilt das bekannte Zusammenbruch der Brücke von Tacoma die, wie im Laufe dieser Arbeit verdeutlicht wird, eine genau nach den am Anfang voriges Jahrhunderts bekannten Normen konstruiert worden war, wo aber jahrelang die echte Ursache des Zusammenbrechen nicht verstanden wurde, obwohl die ganze wissenschaftliche Gemeinschaft zu diesem Ziel sich eingesetzt hätte.

Heute bleibt das Problem von Brückenstrukturkonstruktion, insbesondere für breitweitigen Brücken, in der Bestimmung der verschiedenen Grenzlagen nach denen die Konstruktion entwickelt werden soll, wo die jeweiligen Warscheinlichkeiten von Grenzwertüberwinden festzustellen, und die folgende Schaden auf der Gemeinschaft im Falle der Grenzüberwindung zu schätzen seien. Ziel der Dissertation die Analyse vom luftelastischem Verhalten von Brückenstrukturen ist, um so die Gefahr von Windeffekten zu kontrollieren, wie für andere Risikoarten (z.B. seismisch), oder Strukturarten üblich ist. Solcher Zweck wurde durch zwei verschiedene Anfangsphasen verfolgt. Die erste um ein Verfahren für Schätzung und Detailanalyse des windelastischen Strukturverhalten festzustellen. Dieses Verfahren besteht in der Benutzung der orthogonaler Zersetzung beides durch Kovarianzmatrizen und durch die der spektralen Leistungsdichte. Dieses System wirkt durch die Trennung der physischen Erregungsphänomenen innerhalb eines umfangreichen und verwickelten Gesamterregungsmechanismus. Die zweite Phase entsteht in der Analyse der Erregungsmechanismen der Struktur aus dem Meßen der Kräften auf einem

zweidimensionalem Struktursystem und durch Windtunnel experimentieren. Diese Phase wurde durch Benutzung verschiedener Instrumenten geführt, von denen einige ähnliche Größen meßen konnten, damit weitere Kontrolle über die Registrierung eines Instrumentes ermöglicht war. Damit ist es gelungen durch das Meßen der erregenden Kräften, beides aus einem Lastzellensystem als aus Druckmeßungintegrierung auf Mittelschnitt des Modell entlang, eine Bestätigung der Ergebnissen von der Druckmeßgeräten der windelastischen Erregungskräften zu erlangen.

Nach Zurechtbringen eines Detailanalysenverfahren (orthogonale Zersetzung) und die Untersuchung der Schnittkräften auf einem Brückengerüst (Verhalten von Brückengerüsten) wird eine dritte Untersuchungsphase analysiert: der Verlauf der räumlichen Wechselverhältnis der Erregungskräfte, u.s.w., die auf einer Brückenstruktur wirken. Um das zu tun, eine neue Experimentkampagne bei der Windtunnel des CRIACIV von Prato (Universität von Florenz) wurde veranstaltet. Bei der Gelegenheit ein viereckiges Schachtelförmiges Modell geprüft wurde, worauf sieben Schnitte je mit dreißig Meßstellen geprüft wurde. Aus diesen Meßungen konnte man das Wechselverhältnis unter verschiedenen Schwingungslagen analysieren und jedesmal die entsprechenden Wirkungsursachen feststellen.

Nach dieser dritten Phase war es möglich eine entsprechende Analyse über aeroelastischen Systemen der Brückengerüsten durchzuführen, und damit die Untersuchung über den verschiedenen Grenzlagen zu vorbereiten, und die Auswahl der Parameter einzuschreiben, sodaß auf dem Verhalten dieser Strukturen eine Aufsicht möglich würde, und dementsprechend der Windgefahr auf denselben vermindert werden könne, wozu sie häufig sehr anfällig sich erwiesen.

Die entwickelte Gesamtarbeit kann innerhalb eines umfangreichen Abschnitt betrachtet werden, der mit dem Wort „Gefahr“ zusammengesetzt werden kann. Dieser Ausdruck läßt mehrfachen Auslegungen ziehen, wegen der ungleichen Empfindlichkeit eines einfachen Benutzer oder des entscheidenden Person. Aber solche Verwicklung bleibt schon in ihre synthetische und elegante Formel:

$$\text{Risiko} = \text{Gefährlichkeit} * \text{Verwundbarkeit} * \text{Aussetzung} \quad (0.1)$$

Für diesen einzelnen Ausdrücken in der Definition des Risiko eine Vielfältigkeit von Parametern, und im allgemein von verschiedenartigen Gesichtspunkten ist enthalten, die um zu definieren viele Kräften aufgewandt wurden und noch einzusetzen sind.

In solche Lage bleibt das Problem der Windgefahr, wozu diese These auch gewidmet ist.

Nach Angaben von Versisicherung- und Rückversicherungsgesellschaften wird das Problem des Windrisikos während der letzteren Jahrzehnten größer. Die ökonomische Verluste der o.g. Gesellschaften werden immer mehr von Winderzeugten Ereignissen bedingt. Das wird immer häufiger von Ereignissen verursacht, wie Orkane, Wirbelwinde, außerordentlich starke Windstürme, die nach möglichen Verlusten an Menschenleben, sicher noch ökonomische Schaden zu der Gemeinschaft mit sich tragen. In Europa, das historisch als wenig zu unheilvollen Windereignissen anfälliger Kontinent betrachtet wird, sind nur im 1999 über 100 Todsunfälle und 14 Mld € Schaden herforgerufen worden.. In diesen Umständen wird es immer wichtiger seitens der damit interessierten Technikern die Entwicklung von Schätzungs- und Schutzmethoden, und Verwaltung des Windrisiko zu fördern. Solches Verfahren, schon bei anderen Baukunstsektoren verwendet, soll noch mehr bei windbedingtem Strukturbauwesen benutzt werden. Zu diesem Zweck soll erstens der Begriff des Wortes Risiko deutlich gemacht werden. In der Tat ist das, wie es aus seiner einfachen Formel offensichtlich kommt, aus drei Ausdrücken gebildet, und jeder nimmt zur Definition des Risiko teil.

Erstens wird als *Ortsgefährlichkeit* die Wahrscheinlichkeit definiert, daß eine gegebene gefährliche Ereignis auf dem betreffenden Ort passiere. *Verwundbarkeit* ist dann die bedingte Wahrscheinlichkeit, daß eine gegebene Ereignis die betreffende Struktur beschädige und daher als Meßinstrument der Empfindlichkeit der betreffenden Struktur zu gefährlichen, in diesem Falle vom Wind erzeugten Ereignissen gelte. Zuletzt ist die *Aussetzung* die bedingte Wahrscheinlichkeit, daß eine gewiße Tat etwas schadenempfindliches treffe. So könnte das alles als Schätzung gelten, wie eine Struktur auf einem bestimmten Ort getroffen werden kann. So der Ausdruck Risiko als eine Kette gesehen werden kann, deren erster Ring als das Geschehen einer Ereignis gilt, der zweite als Anwesenheit einer Struktur am Ort des Geschehens, der dritte daß diese Struktur auf diesem Orte irgendwie empfindlich zu dieser Ereignis wirke. Das Risiko enthält, wie man sehen kann, Veränderlichkeiten und

Ungewißheiten, die mit der eigenen Definition und der Kenntnis der Wahrscheinlichkeiten des Erscheinen von verschiedenen damit verbundenen Ereignissen . Dazu muß man auch die Ungewißheit addieren, über die Art des Begreifen von einem gegebenem Risiko, die nach den verschiedenen Leuten unterschiedlich sein kann, und je im Laufe der Zeit sich ändern kann.

Gleichzeitig mit den obengenannten Ungewißheiten, auch die Ungewißheiten über Klimaänderungen der letzteren Jahren zu betrachten sind. Das bringt in der Tat das Wachsen des Energieniveau in der Atmosphäre, das als Urgrund für das immer häufiger von Ereignissen betrachtet werden kann, die bis vor kurzem als außergewöhnlich gehalten waren.

Wegen sovielen Ungewißheiten und nach sovielen wirkenden Variabeln hat der Techniker die Aufgabe, einen Weg zu finden um eine gewagte Entscheidung treffen lassen, damit durch diese Ereignisse die Kosten an Menschenleben und Schadensfällen minimal gehalten würden. Um das zu erreichen, darf der Techniker nur da wirken, wo er als Fachmann gelten kann und worüber seine Meinung zu hören sei. Es muß hier dazu noch hervorgehoben sein, daß der Techniker sich Sorgen über den verschiedenen Schadenwichtigkeiten, die bei der Struktur auftreten könnten, von anfänglichen Betriebsstörungen bis zum äußerstem Zustand machen soll. Solch eine breite Lage- und Anspruchsveränderlichkeit bietet das Gebiet wo der Techniker handeln soll.

Deswegen muß man zuerst die verschiedenen Stufen von Mißfunktionieren der Struktur erklären, damit die zusammenhängenden Gefahrniveau festgestellt, und die möglichen von Wind erzeugten nachfolgenden Schaden geschätzt werden könnten.

Die **Niveaus** des Mißfunktionieren von Brückenstrukturen zu betrachten sind:

- 1) Vom Wind direkt erzeugte Unbequemlichkeit zu den Fußgänger die die Struktur benutzen (z.B. auf schmalen Fußgangbrücken);
- 2) Unbequemlichkeit für die Fußgänger die die Struktur benutzen, aber durch Strukturschwankungen;
- 3) Mit der Sicheren Überfahren von Strassen- oder Eisenbahnwagen nicht bekämpfbaren Schwankungs- und/oder Beschleunigungsgrößen;
- 4) Beschädigung von zur Brücke gehörigen Werkzeugen (Lichtanlagen, Eisenbahnelektrolinien, usw.);
- 5) Zusammenbruch der Struktur.

Für alle obengenannte Fälle ein Gefahrniveau ist zu definieren, und danach die wirtschaftliche Schaden zu schätzen, die entstehen könnten. Je nach dem vorgewählten Risikoniveau bedingt solche Analyse schon bei der Entwurfphase höhere Vertiefung, fortgeschrittener Bautechnik und höhere Instandhaltungsstufe. Das heißt höhere Bau- und/oder Erhaltungskosten, die mit der vorgehenden winderzeugte Schadenanalyse für jedes untersuchte Mißfunktionierenniveau zu vergleichen sind. Nachdem die verschiedene Niveaus des möglichen Mißfunktionieren einer Brückenstruktur definiert wurden, muß man ihre Analyse durch Untersuchung der entsprechenden Effekten verfolgen. Dafür die Entwicklung eines statistischen Modell nötig ist, das auf gleizeitiger Analyse der Windbedingungen gegründet sei (definiert durch gelegene Parametern: z.B. Windgeschwindigkeit auf 10 m Höhe), und des entsprechend bedingtes Strukturverhalten bezüglich die vordefinierten Mißfunktionieren. Ein solches Modell soll danach sich auf Angaben gründen, die nicht immer verfügbar sind. Außerdem, wenn auch Wirkungseinschreibungen und entsprechende Strukturverhalten verfügbar sind, ist es nicht immer möglich eine entsprechende Schematisierung, beides für Wirkung und Reaktion, zu bilden. In der Tat ist es nicht immer möglich aus der Wirkung (Windeigenschaften) die tatsächliche Erregungskraft auf der Brückenstruktur zu schematisieren; weiter, ist es nicht immer möglich die Reaktion zu schematisieren, da die vorhandene Angaben manchmal keine Voraussicht über die Reaktion aus den Erregungskräften ermöglicht. Wie gesagt, ist die Entwicklung eines detaillierten Verfahren nötig, z.B. auf Brückenstrukturmodell (auch wenn vereinfacht) im Windtunnel, was manche Parameter definieren erlaubt, die gleichzeitig das Verhalten der Struktur voraussehen lassen und Voraussagen für neu zu planen Strukturmodellen untersuchen erlauben. Bezüglich andere nötige Glieder für die Voraussage der Risikogröße, verschiedene vorhandene Modellen wurden in den vorigen Jahren auch für Windgefahr seitens Versicherungs- und Überversicherungsgesellschaften entwickelt und vergrößert. Diese benötigen in der Tat die Kenntnis des Risiko ihrer Kundschaft für jedes Niveau des Mißfunktionieren. So diese können die vom Wind verursachten Schaden voraussichtlich schätzen. Was nun nötig ist heißt Verbesserung der Kenntnißen über Brückenstrukturverhalten durch leicht verfügbaren bzw. voraussehbaren Meßungen. Ein

immer breiter Informationslager wird in dieser Weise verfügbar und die Gefahr von Verlusten an Menschenleben und Schaden wird immer mehr begrenzt.

Nachdem die vier möglich verschiedene Leistungen der Brückenstrukturen bestimmt worden sind, wo für jede einzelne Struktur ein gewisses Risikoniveau entsteht, hat man fölglich die Analyse der luftelastischen Wirkung entwickelt, Abschnitt innerhalb der umfangreicher Analyse des Risikobetriebes. Zu diesem Zweck die Orthogonalverteilung durch Matrizen der Kovarianz und Leistungsspektrumdichte wurde untersucht. Dafür unterschiedliche Schwingungsniveaus analysiert wurden, und für jedes die Meßung der luftelastischen Erregungskräften zersetzt worden ist. Es gelang für jedes Weise eine entsprechende Weise für jede Erregungsglied zu verbinden, die durch die Matrize der Kovarianz mit orthogonalem Zersetzten erhalten wurde, und bei gegebenes Weise zum luftelastischen Verhalten des gesamten System teilnimmt. Außerdem hat man bemerkt wie, um eine optimal annähernde luftelastische Erregungskraft zu erreichen (bis zu 98%), wenige Niveaus genügen.

Man konnte merken, daß dieser Anzahl streng von der Verwicklung des gesamten Erregungssystem unter gewissen Weise abhängig ist. Zum Beispiel unter Erregungsschwingungen, wo ein einziges wirkendes Glied festgestellt wurde, kommt es voraus, daß zwei Weisen genügen um guten Annäherungsgrad zu erreichen. In der lock-in-Lage vier Weisen sind nötig, da Mechanismus beides unter eigene Dreh- und erste Harmonikfrequenz der Struktur vorhanden sind. Zuletzt unter flutter-Lage, wo nach dem SSB drei verschiedene HF-Punkte gefunden wurden, sechs Weisen nötig wurden, um eine Annäherung zu erhalten, die mit der der vorigen Lagen vergleichbar wäre. So geben es im allgemein fast immer zwei Weisen die mit jedem Mechanismus zusammen gegliedert werden können. Solche Mitgliederung hat mehrmals bedingt, daß ein Paar Weisen mit derselben Glied (Frequenz) verbunden war, indem die gleichphasige und gegenphasige Gliedkraft der Erregungswirkung zurück erzeugt wird. Die einfache Anwendung der orthogonalen Zersetzung durch Kovarianzmatrize erlaubt eine Verteilung der sämtlichen Systemerregungsmechanismen, obwohl doch eine Art Verbindung zwischen den Erregungskomponenten verbleibt. Die weiter geführte Analyse war auf Anwendung der orthogonalen Zersetzung durch Leistungsfrequenzdichte bezogen. In diesen Falle hängen die

tatsächliche Werte von der Frequenz, sowie die Vektoren, die aber verwickelt sind. Nach dieser Anwendung konnte man noch notieren, daß beide gleichphasiger und gegenphasiger Weise der orthogonalen Zersetzung zum selben Gesamtweise, aber mit "Zeitverschiebung" zurückzuführen sind. Es wurde weiter beobachtet wie die von der Frequenz abhängige Vektoren, auch wenn durch verwickelter Rechnungsarbeit, die Abhängigkeit der Hauptfrequenz nicht immer mit derselben luftelastischen Komponente verbunden ist. Bei gegebene Frequenz ist es möglich, daß der Hauptweise von dem der Widerstandskraft, und der der Auftriebskraft von einander Frequenz abhängig sei. Diese Unterschiede nach Frequenzwert mögen sich zur unterschiedlich vorherrschende Frequenz der verschiedenen luftelastischen Komponenten beziehen. Solches Wechseln war unmöglich wenn die Anwendung der orthogonalen Zersetzung durch Leistungsfrequenzdichte gebraucht wurde, weil die orthogonale Zersetzung nicht von der Frequenz abhängig ist. Weiter mögliche Untersuchung wurde die Suche von gegebenem Mechanismus nach Frequenzschwankung. Das konnte z.B. untersucht werden, indem man prüfte wie die von wirkenden Wirbel verbundene Widerstandskraftkomponente verschiedene Wichtigkeit zeigt in Bezug auf Erregungsfrequenzen als die der Ausflußwirbel.

Nachdem sehr guten Erfolg durch orthogonale Zersetzung erreicht wurde, haben wir die Analyse des luftelastischen Verhalten von Strukturdurchschnitten längerer Brücken. In diesem Fall drei verschiedene Schwingungsweisen konnten festgestellt werden, und jedesmal die entsprechende Eigenschaften analysiert. Wo z.B. eine Stromgeschwindigkeit für jede Eigenfrequenz angenommen wurde. Die Ergebnisse sind mit denen von statischen Prüfungen auf selben Modell der Sunshine Skyway Bridge. Fangend aus der Lage von Zwingschwankungen an, konnte man feststellen, daß die Ergebnisse ähnlich wie die aus der statischen Experimenten waren, da für sie die beinahe-statische Theorie gelten kann. Unter diesen Bedingungen hat man notiert wie die Dreherregung überhaupt auf der Frequenz von Stroual liegt, die mittlere Drehkoeffizienten und RMS nahe, wo nicht gleich, wie die des festen Modelle sind. Im Gegenteil in der lock-in Lage hat man bemerkt wie die quasi-statische Theorie fehlerhaft wird. Danach kann man sehen wie die mittlere Koeffizienten und RMS anders sind als die aus statischen Proben erstanden, und wie die mittlere Erregungskomponenten nicht zum Quadrat der Geschwindigkeit proportional sind. Es muß

noch hervorgehoben werden, daß unter diesen Bedingungen auch die mittlere Druckverteilung und RMS dem Gerüst entlang ein verschiedenes Verhalten zeigt. In diesen Fall die Verminderung der mittleren Drücke und die Vermehrung der schwingenden Werten einer Vermehrung der Schwingungsgröße zugeschrieben soll. Der Unterschied zwischen statische Belastung und lock-in Lage kommt aus auch von der Schwankung der Drücken auf Gerüst entlang. Da sieht man wie die Druckschwankungen meistens auf der hinteren Teil des Modelles sich zusammendrängen und wie bei den Mittelschranken eine Vermehrung der Schwankungsdrücke entsteht, was eine erneute Stromwirkung zeigt, das nur unter diesen Umständen entsteht. Man kann so bemerken wie die mit jedem Meßpunkt verbundene Energieniveaus nach den Schwankungsfrequenzen sich ändern. Es soll noch notiert werden, wie das Wechseln des Energieniveau nicht nur wegen Druckschwankungsaufnahme bedingt ist, sondern wie für jedes Niveau entsprechend veränderliche Frequenzverteilung der Energie entspricht, wo diese speziell auf der hinteren Teil des Gerüsts nach der Erregungsfrequenz jedes Niveau aufkommt. Außerdem ändert sich die Veränderlichkeit der Meßwerte, d.h. der Druckverteilung auf den einzelnen Gerüststellen, nach dem Niveau, und zeigt wie die verschiedene Teile des Gerüsts zur Gesamterregung der Struktur unterschiedlich wirken.

Aus dieser Thesis soll noch hervorgehoben werden, wie Brückenstrukturen, besonders bei kastenförmigen Gerüsten, sehr empfindlich für geometrischen Änderungen des Durchschnittees sind. Man konnte notieren wie eine geometrisch vernachlässigbare Änderung, wie die Anwesenheit von New-Jersey Planken auf Brückengerüst, die mittlere Druckverteilung auf ganzem Gerüst entlang (innenseitig und außenseitig) ändern lassen kann. Aber was hier erklärt wird soll nicht glauben lassen, daß netzartige Gerüststrukturen zu geometrischen Änderungen weniger empfindlich seien. Als Beispiel kann man doch die Akashi Kaikyo vornehmen, worauf nach Versuchen ergeben wurde wie der einfache Einbau einer Füllung in der Mitte des Querschnittes, auf gesamt Brückenlänge und kleine Höhe im Vergleich mit den 14 m Höhe der Struktur, eine erhöhung der Strukturstabilität mitgebracht hat.

Letzter Schritt beim Untersuchen der luftdynamischen Verhalten von weitverspannten Brücken wurde die räumliche Wechselverhältnis der Erregungskräften auf Brückenstruktur entlang zu studieren. Dafür ein neues Modell wurde eingesetzt, das aber nichtmal

mechanische oder Formeigenschaften einer wahren Brückenstruktur darstellte. Es hat sich gezeigt daß die räumliche Wechselverhältnis von der Schwankungsgröße beeinflusst wird, wie zahlreiche Literatur beschreibt, aber daß dazu das Schwingungsniveau wirkt. Es soll noch bemerkt werden, wie für selbsterregten Niveaus, wo die gegenseitige Wirkung zwischen Fließigkeit und Struktur größer ist, auch das Wechselverhältnis größer ist. Hier beeinflusst die Struktur selbst mit der eigenen Schwingung die Erregungsfrequenzen das Gerüst entlang. Weiters, bei den selbsterregten, lock-in und flutter Funktionieren bleibt der Einfluß, wenn auch im Bezug auf dimensionslosen Werten der Abstand zu einer Höhe von 16,7 m etwas vermindert, in der Größenordnung von 0,9x Erregungsfaktor. Obwohl der hohe Wert des Wechselverhältnisses, wie oben erklärt. bestätigt werden kann, wird die Verminderung, wenn auch minimal für selbsterregten Funktionieren, durch Anwesenheit in denselben von nichtkorrelaten Erregungsmechanismus verursacht. Solche Bejahung wurde aus der Analyse des Wechselverhältnisses bestätigt, wo die orthogonale Versetzung durch Kovarianzmatrize eingewandt wurde. Daraus Erregungsmechanismus und entsprechende Frequenzen erkannt werden konnten, indem getrennt, jedes zu verschiedenem Weise bezogen wurden, und wie Haupterregungskomponenten und entsprechenden Weisen mit Anlaßwerten verbunden wurden. Aber auch in diesem Falle, wo die orthogonale Zersetzung durch Kovarianzmatrize keine einzelne Erregungsfrequenz herauszieht, kann man sehen wie das Wechselverhältnismodell nicht genau einheitlich sei. Dazu muß man noch hinzufügen, daß die aus Strukturschwankung erzeugte selbsterregende Komponenten hohe Wechselverhältnis zeigen, aber diese Wirkung auf Gerüst entlang sich vermindert.

Die Thesis war hauptsächlich zugewandt, ein Untersuchungssystem über das Verhalten der Brückenstrukturen für die Schätzung des Windrisiko zu bilden. Um das zu erreichen, nach der Breiten eines solchen Thema, hat man gewählt die Analyse beides auf dem Durchschnittverhalten der Brückenstrukturen und wie die Luftelastische Erregungskräfte dem Gerüst entlang wechseln zu betrachten. Solche Arbeit wurde als gründlich bedeutend gemeint, nach der Bestimmung der Leistungsniveaus der Brückenstrukturen, um bessere Sachkenntnis bei der entsprechenden Bestimmung ihren verschiedenen Wirkungen auf diesen. Mit dieser Kenntnis, wie mehrmals in dieser Thesis hervorgehoben, wird es möglich das Gefahr von Strukturproblemen aus Windwirkung zu verringern.

ABSTRACT

Since the beginning of the modern constructions the sensitivity at the wind action appears. In particular in the last decades the damage of structures and the death of people due to the action on built environmental were strongly increased. Moreover the wind generated damages appears also in world area, i.e. Europe, which are considered less prone to it. In particular for the bridge constructions, the increase of the free span, and the increase of the stress characteristic the construction materials, i.e. iron and steel, induce the designer to get more care in wind design of the bridge.

In the present thesis the analysis of the wind action on bridge structures it is divided in three different steps. The first one is the study of analysis method of wind action. That is the possibility of analysis using the Proper Orthogonal Decomposition, through the Covariance matrix and/or the Spectral matrix of the pressure fluctuations on the bridge structures. This allows to divide the component of excitation for each mechanism in independent rate. Then it is possible study how the bridge structures are excited.

In the second step it is considered the sectional forces on the bridge deck together with the long span correlation of it. The sectional forces are studied on the Sunshine Skyway Bridge section model, using the pressure taps placed in the main section and the laser displacement transducers. For the long span correlation it was used a rectangular cylinder instrumented with seven array of pressure taps, by 30 taps for each. It is possible in this step analysis the different vibration regime (lock-in, forced motion and flutter) corresponding to different mechanism of excitation. Moreover the sectional forces are analysis using the POD method. It is also studied the influences of the amplitude of oscillation, of the vibration regime and of the dynamic characteristic of the model on the long span correlation coefficient.

In the third step it was analysis the aeolian risk as the definition of the different design state which it is associated different risk value and different performance of the structures. In particular the aeolian risk was studied starting from the general means of the word “risk” (i.e. hazard, exposure and vulnerability), to arrive to enlarge the analysis just on the vulnerability aspect of aeolian risk. In this step the results carried out from the first and second step it is

used to characterise the wind forces and to single out the possibility to improve the bridge design to reduce the aeolian risk.

All the studied are based on the experimental analysis of the wind action based on tests performed on model at the BLWTL of the University of Western Ontario and at the CRIACIV laboratory at the University of Florence.

1 La gestione del Rischio eolico nella progettazione dei ponti di grande luce

1.1. INTRODUZIONE

Oggetto della presente tesi è lo studio delle strutture da ponte di grande e piccola luce, in particolare sotto l'azione del vento. Nell'ambito di tale studio saranno analizzati sia i diversi elementi che compongono la catena del rischio eolico, sia le componenti di eccitazione di tali strutture in presenza di vento. Nel seguire un simile percorso sarà analizzata anche l'evoluzione, nel corso della storia recente di tali strutture insieme alle ragioni che hanno portato ad un notevole sviluppo delle caratteristiche delle strutture da ponte. Un simile approccio è mirato pertanto sia ad introdurre al problema della progettazione delle strutture da ponte nel rispetto dell'azione eolica e della valutazione del rischio ad essa connessa, ma anche a descrivere l'evoluzione delle idee dei progettisti delle strutture da ponte i quali con la loro volontà di ricerca del limite hanno creato, involontariamente, in maniera collaterale problemi che, per alcune strutture dell'antichità, ma anche per alcune delle strutture descritte nel presente capitolo, non esistevano. Sarà analizzato il percorso dell'evoluzione dei ponti, che contemplerà sia strutture meno sensibili all'azione del vento come quelle ad arco o quelle a travata, sia quelle maggiormente sensibili come i ponti sospesi e strillati. Nel presente capitolo si procederà ad introdurre brevemente il problema del rischio eolico, della sua gestione e valutazione.

1.2. LA GESTIONE DEL RISCHIO EOLICO PER GLI IMPALCATI DA PONTE

Sin dal XVIII secolo i progettisti si preoccupavano della determinazione delle forze corrispondenti a ciascuna velocità del flusso (Figura 1.1), pur non riuscendo a ricondurre a

Velocity of the wind		Perpendicular force on one foot area in pounds avoirdupois.	Common appellations of the force of winds
Miles in one hour	Feet in one second		
1	1.47	.005	Hardly perceptible
2	2.93	.020	Just perceptible
3	4.40	.044	
4	5.87	.079	Gentle pleasant wind
5	7.33	.123	
10	14.67	.492	Pleasant brisk gale
15	22.00	1.107	
20	29.34	1.968	Very brisk
25	36.67	3.075	
30	44.01	4.429	High winds
35	51.34	6.027	
40	58.68	7.873	Very high
45	66.01	9.963	
50	73.35	12.300	A storm or tempest
60	88.02	17.715	A great storm
80	117.36	31.490	A hurricane
100	146.70	49.200	A hurricane that tears up trees, carries buildings before it, etc.
1	2	3	

Figura 1.1 Tabella contenente le velocità del vento e la forza [11]

tali forze le violenti oscillazioni che presentavano gli impalcati sotto l'azione del vento [11]. Tale preoccupazione può essere interpretata come primo esempio della valutazione del rischio eolico per le strutture da ponte. Infatti si cercava di trovare una corrispondenza (con i limiti delle conoscenze dell'epoca per le quali si consideravano le strutture indeformabili all'azione del vento) tra la velocità, assunto come parametro unico per la caratterizzazione del vento, e la forzante.

Il termine rischio offre molteplici interpretazioni per la non univoca sensibilità che si può avere da parte sia del semplice utente sia da parte dell'ente decisionale. Ma una tale complessità si nasconde nella sua formulazione sintetica ed elegante:

$$\text{Rischio} = \text{pericolosità} * \text{esposizione} * \text{vulnerabilità} \quad (1.1).$$

In ciascuno di questi termini che entrano a fare parte della definizione di rischio è insita una molteplicità di parametri e più in generale di aspetti di molteplice natura e per la definizione dei quali molti sforzi sono stati fatti e molti devono essere tuttora fatti. Definito in questo modo il rischio la corrispondenza semplice un tempo cercata di cui alla Figura 1.1 rappresenta

più che l'intera valutazione del rischio, una determinazione di una sola delle parti incluse nell'espressione generica rischio.

A tale scopo, per prima cosa, è necessario che sia chiaro il concetto legato alla parola rischio. Questo, infatti, come si evince dalla sua semplice formulazione (eq.(1.1)) è composto di tre termini, ciascuno dei quali contribuisce alla definizione di rischio.

Per prima cosa si definisce *pericolosità del sito* come la probabilità che un dato evento pericoloso avvenga (azione) nel sito in questione. La *vulnerabilità*, poi, è la probabilità condizionata che un dato evento danneggi una certa struttura ed è quindi un misuratore della sensibilità della struttura in questione agli eventi dannosi, eolici nel caso in esame. Infine l'*esposizione* è la probabilità che una certa *azione* colpisca qualcosa che possa essere danneggiato quindi può essere visto la quantificazione della probabilità della struttura, in un dato sito, di essere colpita. In pratica il termine rischio può essere visto con una catena in cui il primo anello è il verificarsi di un evento, il secondo anello è la presenza di una data struttura nel sito dove si verifica l'evento, ed il terzo anello, infine, è che la suddetta struttura nel suddetto sito sia in qualche modo sensibile a tale evento. Il rischio porta con sé una serie di variabilità ed incertezze legate, come è possibile vedere, alla sua stessa definizione e quindi alla conoscenza della probabilità di accadimento di una molteplicità di eventi tra essi correlati. A tale incertezza si deve aggiungere anche l'incertezza sulla modalità di percezione che si ha di un dato rischio che può essere variabile da categoria di persone, ed all'interno della stessa categoria può variare nel corso del tempo.

Secondo i dati delle società di assicurazione e di riassicurazione, il problema del rischio eolico è negli ultimi decenni in aumento; infatti le perdite economiche delle suddette società risultano in sempre maggior misura legate ad eventi eolici. Quanto sopra è legato al sempre più frequente accadimento di eventi quali uragani, tifoni, tempeste di vento di eccezionale intensità che portano oltre a potenziali perdite di vite umane, sicuramente a danni economici per l'intera società. Nel solo 1999 in Europa, che è un continente considerato storicamente come poco esposto ad eventi eolici disastrosi, si sono avuti oltre 100 decessi e danni per 14 miliardi di euro [1]. In un simile contesto si rende sempre più necessario, da parte dei tecnici del settore lo sviluppo di metodologie di valutazione, di prevenzione e di gestione del rischio eolico. Un simile approccio già sviluppato in altri settori dell'ingegneria civile deve essere implementato maggiormente all'interno del settore dell'ingegneria del vento.

A quanto fin ora valutato si deve sicuramente aggiungere come le norme vigenti nei paesi maggiormente sviluppati ed a così come in quelli in fase di sviluppo, risultino inadeguate e di conseguenza risulta necessario uno sviluppo di nuove metodologie per la valutazione delle prestazioni strutturali sia per il progetto di strutture nuove che per l'adeguamento di quelle esistenti. A tale inadeguatezza si deve peraltro aggiungere come esistano diverse incertezze sia sul comportamento strutturale sia sui carichi in presenza di eventi naturali quali possono essere, per esempio, terremoti, uragani ed alluvioni. Tali incertezze vengono di solito tradotte dalle diverse normative incorporandole nella scelta di opportuni carichi variabili in base al tempo di ritorno. Inoltre tali incertezze sono inglobate in fattori utilizzati per la definizione

del carico in funzione, ad esempio, dell'importanza della struttura. Un simile approccio alle incertezze legate alle indeterminatezze dei carichi legati ad eventi naturali, quale appunto il vento, comporta che analoghe strutture siano in realtà maggiormente sensibili a determinate azioni rispetto ad altre, a causa di una diversa esposizione della stessa all'evento naturale. In conseguenza di ciò si registra un diverso livello prestazionale della struttura.

Al contempo oltre alle prime citate incertezze devono essere prese in considerazione anche le incertezze legate ai cambiamenti climatici che sono in atto in questi ultimi anni. Questi, infatti, comportano un aumento del livello energetico presente nell'atmosfera cui può essere attribuito il verificarsi sempre più spesso di eventi che fino a qualche tempo fa potevano essere considerati eccezionali.

Alla presenza di tante incertezze, e principalmente di tante variabili in gioco, al tecnico spetta il compito di cercare di indicare una strada al decisore al fine di poter minimizzare il costo in termini di vite umane e di danni economici indotti da tali eventi. Per fare ciò al tecnico non resta altro che intervenire sugli aspetti di sua competenza sui quali gli è consentito esprimersi. Deve inoltre essere evidenziato in questa sede che il tecnico deve preoccuparsi di diversi livelli di danno che possono incorrere nella struttura a partire da semplici fastidi nell'utilizzo della stessa fino al raggiungimento della condizione ultima. Un così ampio spettro di condizioni e di esigenze è il campo in cui il tecnico deve operare.

1.3. I LIVELLI DI SERVIZIO PER LE STRUTTURE DA PONTE SOTTO L'AZIONE DEL VENTO

Al fine di un'analisi e valutazione del rischio eolico per le strutture da ponte, ciò che si rende necessario per tali strutture è la definizione di differenti livelli prestazionale (o di servizio) per i differenti meccanismi di eccitazione indotti dal vento. Definiti i diversi livelli di prestazione della struttura ed i conseguenti livelli di rischio è possibile poter valutare gli eventuali danni economici e sociali che possono derivare da azioni eoliche. Tale definizione può essere differenziata a seconda del tipo di meccanismo aeroelastico che si prende in considerazione. In particolare saranno di seguito evidenziati aspetti relativi al *lock-in* ed al *flutter*

I livelli di non funzionamento che possono essere presi in considerazione per le strutture da ponte sono:

- 1) Discomfort per i pedoni legato alle oscillazioni della struttura per l'azione del vento
- 2) Ampiezza di oscillazione e/o accelerazione non compatibile con l'utilizzo della struttura da ponte da parte dei pedoni e/o autoveicoli e/o treni;
- 3) Entità della risposta (accelerazioni e spostamenti) che portano fuori servizio elementi strutturali secondari;
- 4) Fenomeni di fatica nei diversi elementi strutturali e non dovuta al raggiungimento frequente delle condizioni critiche di lock-in

Per quanto attiene ai livelli di servizio in condizioni di flutter incipiente o di flutter sviluppato si possono identificare i seguenti livelli di servizio:

- 1) Discomfort per i pedoni che utilizzano la struttura indotto direttamente dall'azione eolica;
- 2) Discomfort per i pedoni che utilizzano la struttura indotto dalle oscillazioni della struttura(per esempio: si pensi agli snelli ponti pedonali);
- 3) Livelli di spostamento e/o accelerazioni non compatibili con il passaggio dei veicoli stradali e/o ferroviari in sicurezza;
- 4) Danneggiamento delle strutture accessorie al ponte (impianti di illuminazione, linee elettrificate per i ponti ferroviari etc.);
- 5) Collasso della struttura.

In ciascuno dei sopraelencati casi si deve definire un livello di rischio e conseguentemente valutare i danni economici che ne possono derivare. Un simile studio a seconda dei livelli di rischio prescelti comporta, spesso in fase progettuale, uno studio maggiormente approfondito, tecniche realizzative più avanzate e livelli di manutenzione più elevati. Quanto detto comporta quindi un maggiore costo di realizzazione e/o manutenzione che deve essere pesato rispetto alla precedente analisi dei danni che potrebbero essere indotti dal vento nel caso di raggiungimento di ciascun livello di prestazione. Definiti pertanto i livelli di non funzionamento, di una struttura da ponte si deve passare all'analisi degli stessi attraverso lo studio delle azioni. Per fare ciò è necessario lo sviluppo di un modello statistico basato sull'analisi contemporanea delle condizione eoliche (caratterizzate mediante opportuni parametri, la velocità del vento a 10m di quota per esempio) e della conseguente risposta della struttura in relazione ai livelli di non funzionamento prima definiti. Un simile modello deve perciò basarsi su dati che non sempre sono disponibili. Inoltre anche quando le registrazioni di azioni e delle risposte della struttura sono disponibili non sempre, sia per quanto attiene alla risposta, sia per quanto attiene all'azione è possibile effettuare una adeguata schematizzazione. Non sempre infatti dall'azione (caratterizzazione del vento) si riesce a schematizzare l'effettiva forzante sulla struttura da ponte; inoltre non sempre è possibile schematizzare la risposta, perché i dati disponibili non riescono a consentire una previsione di essa in base ai dati della forzante. Per quanto detto, è necessario lo sviluppo di uno studio dettagliato, in galleria del vento per esempio, su di un modello di una struttura da ponte, anche semplificata, che consenta la determinazione di uno o più parametri che possano essere utilizzati sia per identificare la risposta in tempo reale, sia per un'implementazione di modelli di previsione della risposta di strutture ancora da realizzare. Per quanto attiene alla valutazione degli altri componenti necessari alla definizione del rischio molti modelli esistenti sono stati sviluppati ed implementati in questi anni ([32] [83]), anche per il rischio eolico, da società di assicurazione e riassicurazione. Per queste, infatti, è necessaria la conoscenza, per ciascun livello di non funzionamento, del rischio del loro portafogli clienti. In tale modo possono riuscire a valutare il danno indotto dal vento. Quello che, pertanto si rende necessario è il miglioramento della conoscenza della risposta della struttura da ponte attraverso misurazioni facilmente disponibili e/o prevedibili. In questo modo un sempre più ampio

“magazzino” di informazioni sarà reso disponibile e il rischio di perdite di vite umane e di danni sarà sempre più contenuto.

1.4. LA VULNERABILITÀ

Come evidenziato nella definizione di rischio, questo risulta composto di tre macro aspetti (pericolosità, vulnerabilità ed esposizione). Di tali aspetti, non tutti possono essere di competenze dell'ingegnere, il quale non rientra in tutti i passaggi decisionali che compongono la progettazione e realizzazione di una struttura. In particolare poi, oggetto della presente tesi sarà l'aspetto di vulnerabilità delle strutture da ponte. Tale anello, inteso come uno degli aspetti del complesso meccanismo decisionale che si cela dietro l'individuazione di tutti gli anelli componenti la complessa catena del rischio per una struttura da ponte è quello maggiormente legato all'aspetto strutturale di un ponte.

La vulnerabilità, come definito in precedenza, è la probabilità condizionata che un dato evento danneggi una struttura. In questi termini pertanto si rende necessario affrontare il problema della vulnerabilità all'azione del vento delle strutture da ponte. Per fare ciò si rende necessario approfondire gli aspetti dei carichi da vento sugli impalcati da ponte. In letteratura molto è presente sull'argomento ma allo stesso tempo molto deve essere ancora ricercato al fine di poter minimizzare le incertezze legate al comportamento in presenza di vento delle strutture ed in particolare dei ponti. Come noto e come verrà brevemente descritto nel corso del terzo capitolo della presente tesi, diversi aspetti contribuiscano all'eccitazione aeroelastica dei ponti. Inoltre si devono prendere in considerazione i meccanismi di eccitazione, che a seconda dei differenti parametri (regime di vibrazione, velocità del vento, etc.), sollecitano gli impalcati dei ponti. Pertanto ciò che deve essere approfondito è il modo di eccitarsi degli impalcati nelle diverse condizioni al fine di poter minimizzare le incertezze legate alle forzanti del sistema vento-struttura, e di conseguenza mitigare la vulnerabilità delle strutture all'azione del vento

Si rende quindi necessario studiare le forzanti aerodinamiche, al fine di poter meglio comprendere i meccanismi di eccitazione ed i parametri che li influenzano conseguendo pertanto lo scopo di ridurre le incertezze e conseguentemente la probabilità di superamento di un prefissato di livello prestazionale degli impalcati da ponte. Inoltre da un simile studio è possibile valutare la sensibilità della struttura ad eventi dannosi legati in questo caso in particolare, all'azione eolica.

Le componenti di eccitazione, ovviamente non sono legate unicamente alla struttura in esame ma sono fortemente condizionate dall'ambiente in cui l'opera strutturale dovrà sorgere. Tale parametro ambientale, che ricopre un ruolo predominante nell'ambito di un altro anello della catena del rischio (l'esposizione), ma su cui l'ingegnere ha un limitato campo d'azione, nella presente tesi sarà brevemente descritto nel corso del terzo capitolo. Per quanto concerne il terzo anello della catena del rischio, questo non sarà sviluppato nell'ambito del presente lavoro, essendo un simile argomento, esule dai propositi della tesi.

2 Il ruolo dell'azione eolica nella progettazione dei ponti di grande luce

2.1. L'ARTE STRUTTURALE FINO AL 1940

Nel presente paragrafo così come nel successivo verrà affrontato un percorso di carattere del tutto generale di storia dell'evoluzione delle costruzioni dei ponti, tra i quali verranno annoverati strutture che non vengono direttamente coinvolte dal problema della vulnerabilità delle strutture all'azione del vento. Si percorrerà pertanto principalmente gli ultimi due secoli dell'evoluzione delle strutture da ponte seguendo sia come queste si sono evolute sia come i singoli progettisti hanno contribuito alla loro evoluzione.

La storia delle costruzioni nel mondo è stata segnata da lunghi periodi di sviluppo molto graduale e da bruschi cambiamenti. Questi sono sempre da associare a delle nuove scoperte che in qualche modo possono influenzare il progredire della "tecnica". I simboli di tali progressi si sono sempre avuti in strutture ardite quali grandi coperture, edifici sempre più alti ed infine, ma non meno importanti, ponti con luci sempre maggiori. Un notevole impulso nell'ambito delle costruzioni è stato dato dall'utilizzo del ferro prima e dell'acciaio poi. Infatti sin dall'antichità i materiali utilizzati per le costruzioni erano i conci lapidei ed il legno. Con i primi, caratterizzati da una buona resistenza a compressione e da una cattiva resistenza a trazione, venivano realizzate principalmente strutture ad arco in modo da ottimizzare queste caratteristiche cercando di ridurre in qualche modo un aspetto negativo di tale materiale, ossia il peso. Di contro il legno presenta delle buone caratteristiche di resistenza a trazione ragion per cui tale materiale è stato utilizzato per le coperture piane e per i "ponti a travata".

La scoperta del ferro come materiale da costruzione non portò da subito a grandi cambiamenti. I primi ponti realizzati con questo materiale innovativo furono ideati e realizzati

utilizzando schemi statici ben noti da tempo: vennero infatti realizzati ponte ad arco dalle stesse caratteristiche geometriche dei predecessori in muratura e con l'unico vantaggio di ridurre il peso della struttura. A tale periodo si fa risalire la nascita di una nuova forma di arte "l'arte dell'ingegneria strutturale" [1]. Tale definizione alle volte criticata in quanto interpretata come l'applicazione "banale" di teorie scientifiche, è supportata dal fatto che "*... is the making of things that did not previously exist, whereas science is the discovering of things that long existed...*" [1]. Quest'ultimo aspetto diede spazio alla componente architettonica delle strutture consentendo l'inserimento di molti componenti principalmente decorativi. Nell'ambito dei ponti il primo progettista ad introdurre innovazioni non solo utilizzando un nuovo materiale ma cambiando anche lo schema statico della struttura adattandolo alle diverse caratteristiche del materiale è stato Thomas Telford (1757-1834) (Figura 2.2). Nel *Bonar bridge*, infatti, il progettista invece di utilizzare le classiche due campate in muratura utilizzò un unico arco di luce pari a 46m. Una simile scelta è stata fatta dal progettista perché "*...to improve the principles of constructing iron bridges, also their external appearance...to save a very considerable portion of iron and consequently of weight...*" [1]. Si osserva che l'arco progettato da Telford è estremamente ribassato oltre a non essere interrotto in chiave.

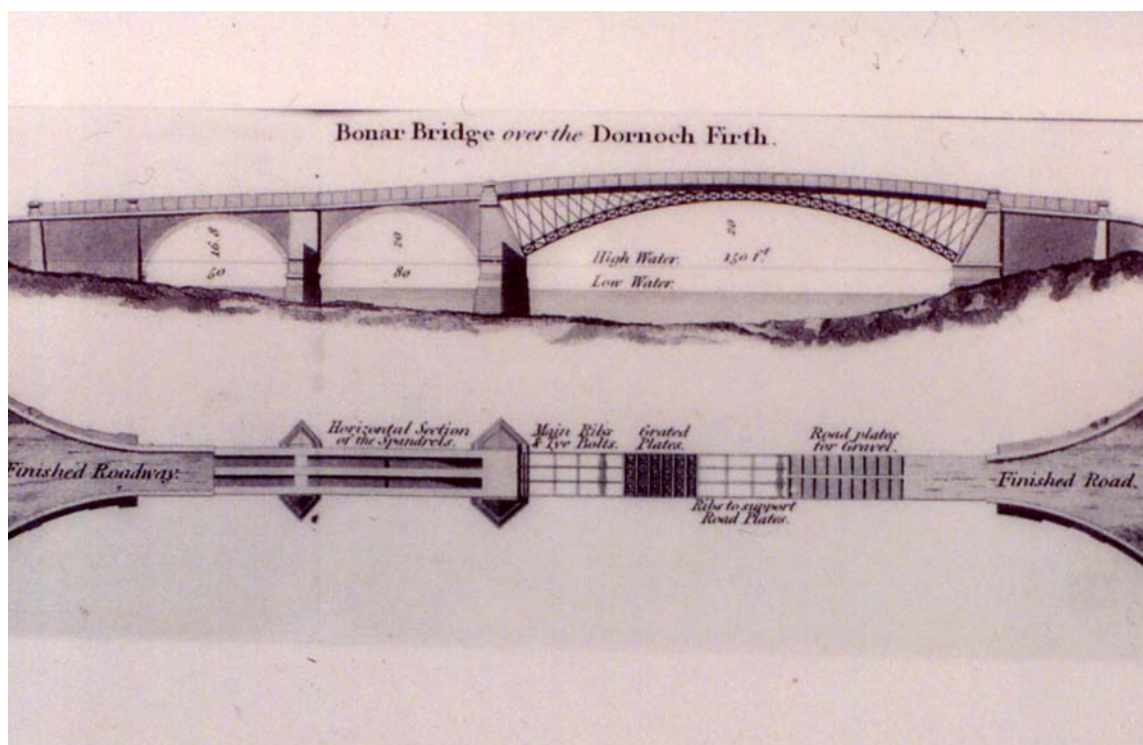


Figura 2.2 Disegno del Bonar bridge (Scozia, 1812) progettato da Thomas Telford

Così come per i ponti ad elementi lapidei anche per i ponti a travata in legno, l'arrivo del ferro ha conferito un brusco cambiamento sia nella schema strutturale che nell'entità delle luci. Ulteriore passo nello sviluppo delle costruzioni dei ponti come forma della "arte dell'ingegneria strutturale" è stato dato in qualche modo dall'unione di uno schema statico antico come quello dei ponti sospesi fatti di liane e tronchi di legno del Tibet e delle Ande nel 3500 A.C., con i materiali innovativi dell'inizio del XIX secolo (il ferro). Questo ulteriore passo nell'innovazione dell'ingegneria dei ponti ha, sin dal suo primo utilizzo per i tempi moderni, manifestato quella che può essere considerata come una sua debolezza: la sensibilità all'azione del vento. Il primo ponte sospeso realizzato in Europa, in particolare in Gran Bretagna, costruito nel 1741 e crollato nel 1802, presentava una luce di 21m, e manifestava già la chiara intuizione del progettista che l'impalcato, non irrigidito, potesse essere sollevato dall'azione del vento. In conseguenza di ciò vennero inserite quattro catene inferiori che ancoravano l'impalcato nei confronti del sollevamento (Figura 2.3).

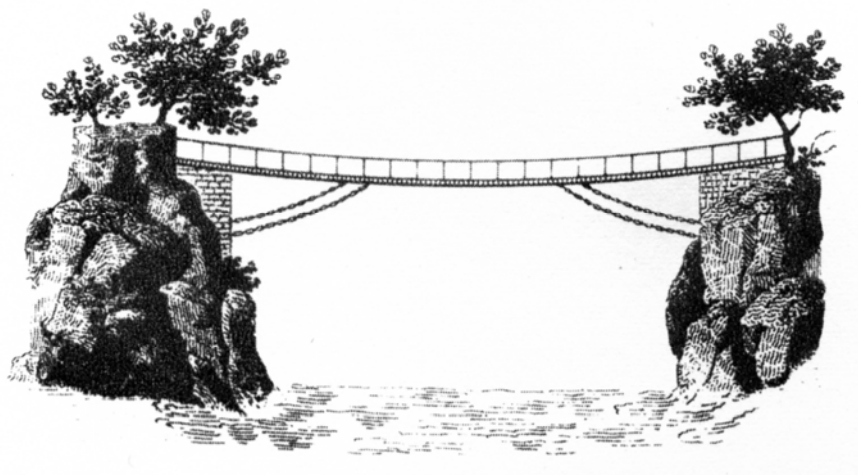


Figura 2.3 Disegno del Winch Bridge (Gran Bretagna, 1741) luce 21 m

Sempre Telford, anche per questa tipologia strutturale segna i tempi; infatti suo è stato il progetto realizzato tra il 1814 ed 1818 di un ponte sospeso dalla luce di 330m che, anche se mai realizzato, ha evidenziato come i tempi ormai erano maturi per iniziare la sfida alle grandi luci dei ponti sospesi. Di lì ad un decennio (1826) venne realizzato su progetto di Thomas Telford il Menai Straits Bridge (Figura 2.4). Ponte con una campata centrale di 177m sospesa con catene e due tozze torri. Questo ponte, già da prima dell'apertura, manifestò però delle oscillazioni sotto le raffiche di vento ragion per cui fu deciso dal progettista di incrementare la rigidità dell'impalcato. Un simile intervento sembrò ovviare ai primi problemi indotti da vento che si erano manifestati. Dopo dieci anni, però, a due anni soltanto dalla morte di Thomas Telford si incominciarono a registrare forti oscillazioni. Per questa ragione si provò ad irrigidire la struttura ma, nel 1839, si ebbero forti danni. Il ponte venne restaurato in breve tempo. Nel giro di poco oltre un secolo poi l'impalcato venne sostituito prima con una struttura in acciaio e poi nel 1940 venne restaurata l'intera campata.



Figura 2.4 Menai Bridge (Gran Bretagna, 1826) luce 177 m progettato da Thomas Telford

Come si vede i progettisti basano molte delle loro intuizioni su prove in scala reale delle strutture (oscillazioni dovute al vento prima dell'apertura del ponte che portarono all'irrigidimento dell'impalcato), così come Roebling, per il suo *Niagara Falls Bridge*, modificò il progetto a seguito del crollo del Wheeling nel 1854. Su questo aspetto e sulla ricerca, da parte dei progettisti, dei limiti fisici dei materiali e degli schemi strutturali di volta in volta adottati che fonda la forma d'arte delle strutture

Una diretta continuazione storica delle manifestazioni di questa nuova arte passando dalla Gran Bretagna alla Francia si ha con l'opera di Gustav Eiffel (1832-1923). Una realizzazione particolare di questa forma d'arte può essere considerato il viadotto *Rouzat* (1869). La particolarità di tale struttura risiede nella sua forma strutturale. Esso è infatti un ponte ferroviario ad unica via, quindi molto stretto, con pile alte circa 60 m in acciaio reticolare (Figura 2.5) le più alte mai realizzate sino a quel periodo. La particolarità, però, non risiede nella loro dimensione ma nel fatto che alla base Eiffel le aveva allargate al fine di ovviare all'azione orizzontale del vento cui la struttura è particolarmente sensibile vista la sua estrema snellezza. Le più grandi espressioni dell'arte dei ponti di Eiffel sono però il Pia Maria Bridge (Figura 2.6) realizzato sul Douro river presso Oporto ed il Garabit (1884) sul fiume Truyère presso St. Flour in Francia (Figura 2.7). Il primo, un ponte ad arco reticolare in ferro con una luce principale di 140m le cui caratteristiche principali sono la presenza di cardini in corrispondenza dei supporti dell'arco e la variabilità della sezione. Si deve evidenziare che lo studio della sezione trasversale dell'arco, variabile sia in altezza che in larghezza, è stato condotto in modo da conferire alla struttura una notevole rigidezza trasversale oltre a fornire alla struttura un piacevole effetto estetico. Il più famoso Garbit sulla linea ferroviaria tra Neussargues e Marvejols, venne realizzato per poter evitare, come proposto in un primo



Figura 2.5 Viadotto Rouzat (Francia, 1869) progetto di G. Eiffel con il dettaglio della pila

momento, di scendere nella valle per poi risalirne. Con una struttura di questo tipo quindi si contava di risparmiare circa 2 milioni di franchi.

La particolarità del Garabit risiede nella realizzazione dei supporti dell'impalcato, molto prossimi alla mezzeria dell'impalcato stesso, in modo da poter ottimizzare l'effetto arco della struttura di supporto. Così facendo, inoltre, sono state rese le luci a cavallo delle pile maggiori prossime tra loro. Le differenze tra il Garabit ed il Pia Maria Bridge risiede nella connessione tra impalcato e struttura portante ad arco, infatti nel primo in chiave rimane una netta divisione sia estetica che funzionale tra l'impalcato e la sottostruttura portante ad arco mentre sul Douro c'è una giunzione tra i due elementi strutturali. Una simile differenziazione può essere addotta ad una scelta estetica di Eiffel essendo il Garabit al di sopra di una valle molto più profonda di quella del Douro. Di conseguenza la scelta di unione dei due elementi strutturali porta ad equilibrio estetico maggiore, rappresentando quindi una delle più alte forme estetiche dell'arte strutturale di Eiffel.

Prima di continuare nella storia dell'evoluzione dell'arte strutturale è necessario evidenziare alcuni passaggi. A differenza dei tempi antichi la realizzazione di strutture deve, salvo rarissimi casi, fare i conti con l'economia dell'opera. Per ciascuna opera, di conseguenza, si deve cercare di minimizzare i costi di realizzazione e di materiale, ciò, anche a discapito di costi di progetto che possono essere anche elevati, questi incidono, infatti, sempre in minima parte sulla realizzazione delle strutture che possono essere annoverate tra le forme di arte strutturale. Un grande esempio di ciò si è avuto con la realizzazione del Garabit di Eiffel, per il quale grazie all'utilizzo dei cardini come descritto in precedenza era possibile controllare durante la fase di costruzione il posizionamento degli archi stesso dalle sponde. Così come per i ponti di Roebling con il sistema di cavi addizionali riusciva a semplificare, e di conseguenza ad economizzare, la costruzione dei suoi ponti. Proprio da quest'ultimo progettista, si può continuare lo studio di questa forma d'arte. John Roebling (1806-1869) di origini tedesche, formatosi nel suo paese natale e poi trasferitosi negli Stati Uniti realizzò qui la maggior parte delle sue opere; di queste vanno sicuramente sottolineate le tre principali i ponti Niagara, Cicinnati e Brooklin. Il primo un ponte sospeso estremamente leggero ed

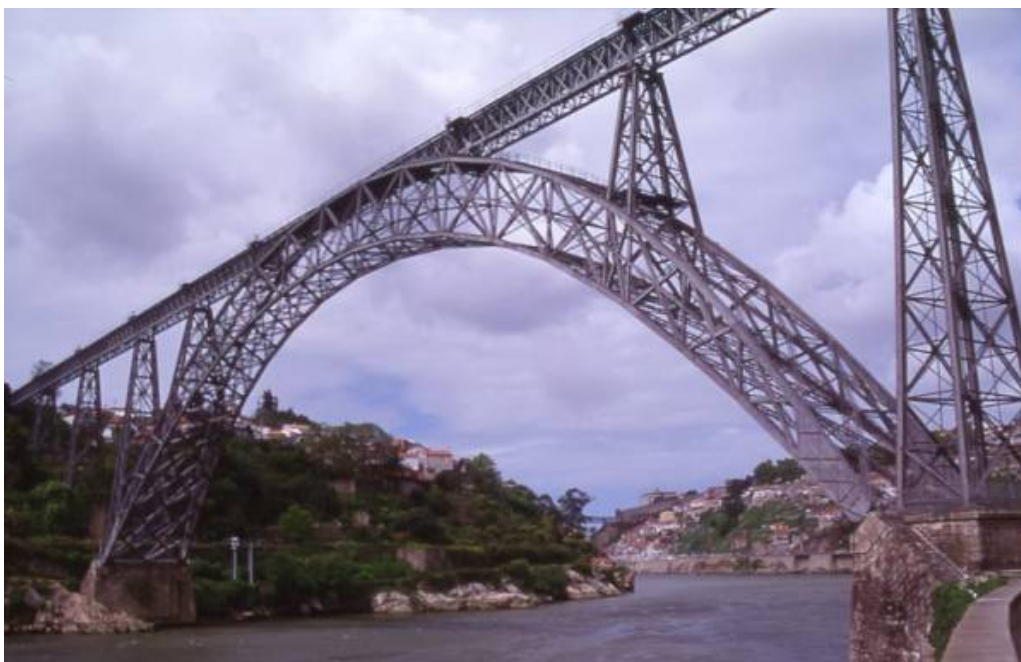


Figura 2.6 Pia Maria Bridge (Douro, Portogallo, 1877) progetto di G. Eiffel

economico con una luce di circa 250m, è caratterizzato dall'aver dovuto utilizzare per l'impalcato il legno, al fine di contenere i pesi; ulteriore costo di questa leggerezza è stato il dover limitare la velocità di transito dei locomotori su di esso. Quest'ultimo aspetto è stato poi il motivo per il quale il Niagara Bridge (Figura 2.8) è l'unico dei tre ponti prima citati di Roebling che non è più esistente (tra l'altro è l'unico con anche il transito ferroviario). A 42 anni dalla costruzione, infatti, visti i crescenti carichi ferroviari il ponte venne sostituito.

Ciò che ha caratterizzato questo ponte non è stata la sua straordinaria forma estetica, bensì il segno che ha dato circa le capacità di Roebling di controllare ed utilizzare la forma strutturale dei ponti sospesi. Il Cincinnati Bridge (Figura 2.9) sul fiume Ohio è un ponte sospeso da 320m di luce realizzato nel 1866. questo ponte pensato diverso da quello poi realizzato dallo stesso Roebling nel 1846 vide la luce grazie ad una serie di circostanze favorevoli. Nel 1856 infatti il fiume Ohio ghiaccio completamente bloccando le comunicazioni e sempre in quegli anni Roebling aveva finito con successo la realizzazione del Niagara. Per tali motivi si vennero a creare delle circostanze politiche favorevoli alla realizzazione del ponte. In tale clima favorevole si sviluppò il nuovo progetto del Cincinnati Bridge nella veste simile all'attuale. All'epoca della costruzione era tra gli unici tre ponti al di sopra dei 1000 piedi di luce, e di questi gli altri due, entrambi non disegnati da Roebling, crollarono durante delle tempeste di vento. Questo ponte fu realizzato con un sistema di stralli di ferro che partivano dalla cima di ciascuna torre al fine di irrigidire la struttura che aveva un impalcato non irrigidito. In seguito, venne aggiunto un sistema due travature reticolari al fine di irrigidire anche l'impalcato. È significativo, da un punto di vista estetico il contrasto che



Figura 2.7 Garabit (St. Flour, Francia, 1884) progetto di G. Eiffel con una luce di 140m

Roebling realizzò tra l'imponenza delle torri in muratura e la leggerezza del disegno dell'impalcato.

Il Cincinnati può essere considerato il precursore del ben più famoso ponte di Roebling: il Brooklyn bridge (Figura 2.10). Ponte di 488m di luce situato sull'*East river* a New York, completato nel 1883, il sistema di cavi venne realizzato in opera mediante un sistema studiato da Roebling appositamente per il ponte, e poi la struttura è irrigidita da un sistema di stralli che partono, come nel caso del Cincinnati, dalla cima delle torri. Queste ultime, realizzate in muratura, presentano due archi a sesto acuto. John Roebling per un grave infortunio verificatosi a seguito di una visita alle fondazioni del ponte che lo paralizzò completamente, seguì la seconda parte della realizzazione del ponte da casa sua in prossimità del ponte stesso, mentre i lavori venivano seguiti dal figlio Washington. Nel 1869, J. Roebling morì e il figlio si ritrovò ad essere ingegnere capo della parte finale della costruzione della principale opera del padre. Dall'intera opera di Roebling e dai suoi scritti si può evidenziare come per il progettista americano ci sia stata sempre una consapevolezza dell'estetica delle strutture che veniva perseguita attraverso una snellezza estrema delle sue opere contrastate dalla pesantezza di parti delle stesse.

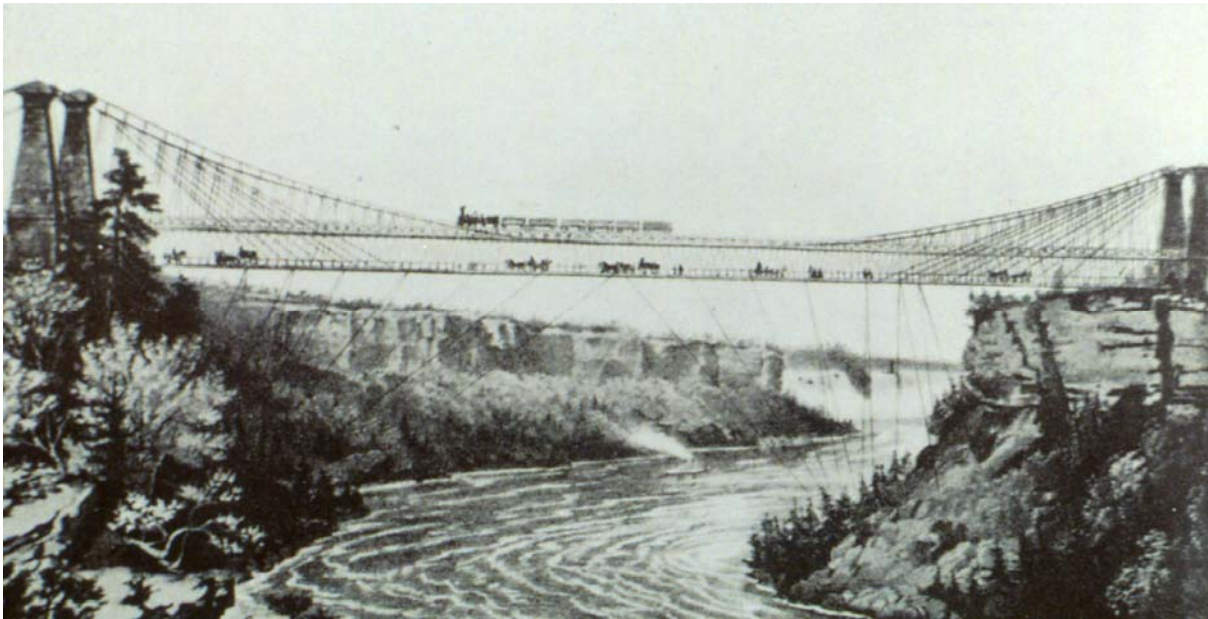


Figura 2.8 Niagara bridge (USA, 1855) progetto di J. Roebling con una luce di 250m

La scoperta di nuovi materiali ha da sempre portato nuove spinte nell'ambito dell'ingegneria strutturale, e quindi nell'arte della realizzazione dei ponti. L'acciaio, così come i materiali precedentemente scoperti ha segnato la nascita di nuovi limiti per l'ingegneria dei ponti. Il precursore in questa forma d'arte nell'utilizzo dell'acciaio può essere considerato James B.Eads (1820-1889) il quale per primo superò la soglia dei 120m di luce con ponti ad arco in acciaio raggiungendo circa i 160m con l'Eads bridge (Figura 2.11) sul fiume Mississippi nel 1867 presso St. Louis. Tale struttura fu concepito anche nella speranza di ridare lustro alla città che in quel periodo si vedeva superare per importanza dalla rivale Chicago.



Figura 2.9 Cincinnati bridge (USA, 1855) progetto di J. Roebling con una luce di 250m

A segnare una presenza sempre più incombente dell'acciaio nell'arte strutturale dei ponti, ma dall'altra parte dell'oceano Atlantico ci penso sir B. Baker (1840-1907). Progetto simbolo di quegli anni è il Firth of Forth (1890) in Scozia (Figura 2.12). Tale struttura chiaramente mostra i segni sul progettista del crollo del Tay bridge per effetto del vento nel quale perirono molte persone. Baker infatti volle realizzare una struttura che non dovesse in alcun modo risultare sensibile all'azione del vento. Il ponte duramente criticato ai tempi della costruzione

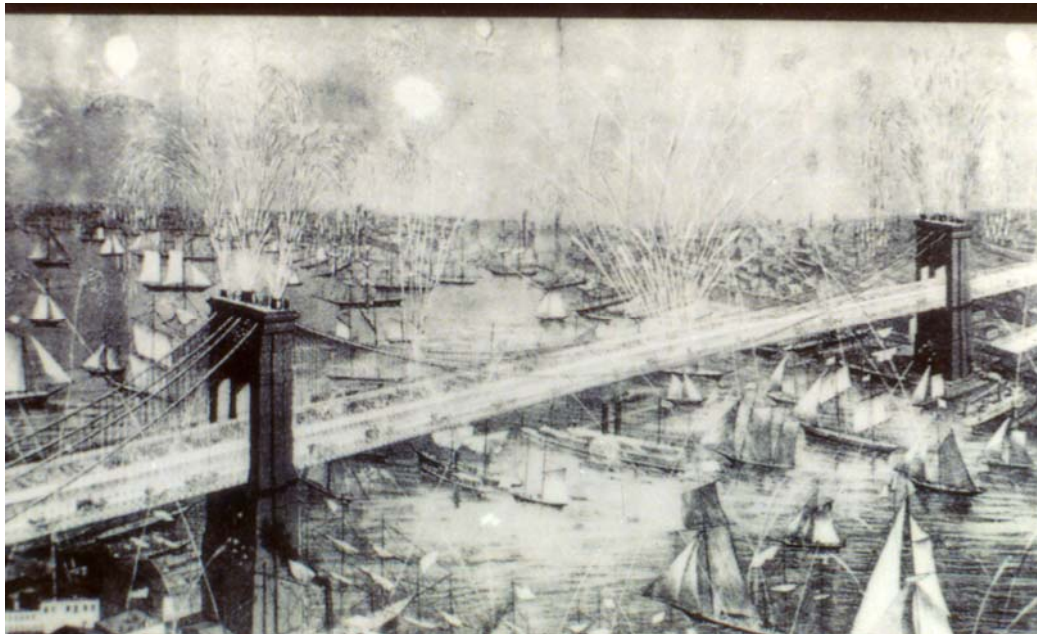


Figura 2.10 Brooklyn bridge (USA, 1883) progetto di J. Roebling con una luce di 488m

per ragioni estetiche, presenta la peculiarità di avere due luci di 520m circa, e le torri (104m di altezza), diversamente da quanto visto sino a quel momento, interamente in acciaio.

A cavallo dei due secoli sulla sponda americana dell'Atlantico, Gustav Lindenthal (1850-1935) è un altro progettista che ha legato il suo nome ad un'opera da annoverare tra le espressioni dell'arte strutturale con il Hell Gate Bridge (Figura 2.13) Ponte ferroviario realizzato sull'East River realizzato nell'ambito della serie di collegamenti tra il Connecticut ed New Jersey attraverso il Bronx, ueens e Manhattan. La struttura completata nel 1916, con una luce di circa 300m, grazie alle pile tende a nascondere le reali funzioni strutturali dei

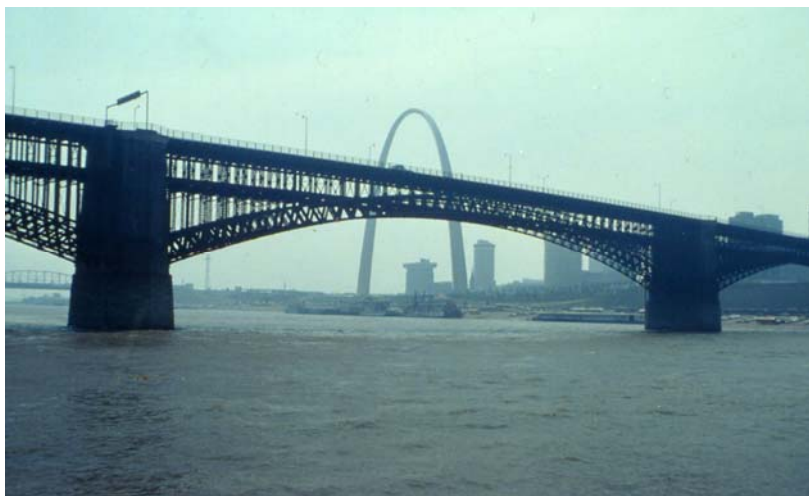


Figura 2.11 Eads bridge (Cincinnati, USA, 1883) progetto di James B. Eads con una luce di 160m



Figura 2.12 Firth of Forth (Scozia, 1890) progetto di sir B. Baker luce centrale 521m

diversi elementi che la compongono. Infatti grazie alla pila che supera l'impalcato ed alla forma dell'arco, si nasconde che l'unica parte a lavorare effettivamente è il corrente inferiore.

Il progettista che fin ora ha però legato in maniera indissolubilmente il proprio nome alla arte della realizzazione di ponti è Othmar Ammann (1879-1965). Per Ammann, infatti, il progetto era strettamente legato ad una visione estetica della forma. Tra i principali ponti cui ha contribuito Ammann si possono ricordare George Washington bridge (Figura 2.14), Bronx-Whitestone (Figura 2.15), il Verrazano (Figura 2.16) ed il Bayonne (Figura 2.17), tutti progettati in un ventennio circa. I primi tre presentano una struttura sospesa, l'ultimo ad arco. Il Bayonne ha una luce di circa 504m, con un arco reticolare in acciaio. Una struttura dedicata al traffico veicolare, presenta una drastica riduzione del quantitativo di acciaio rispetto a quello che era stato necessario per la realizzazione dell'Hell Gate (ponte ferroviario). La struttura interamente in acciaio, comprese le pile è rimasta completamente a vista, diversamente dal progetto iniziale di Ammann il quale prevedeva per le torri un ricoprimento



Figura 2.13 Hell Gate (Scozia, 1916) progetto di G. Lidenthalr; luce centrale 298m



Figura 2.14 George Washington bridge (New York, USA, 1931) progetto di Othmar Ammann con una luce di 1067m

in granito. Questa caratteristica è comune anche al George Washington bridge per il quale era previsto un ricoprimento delle torri che però a causa della crisi economica del '29 non venne mai aggiunta. L'effetto finale sorprese positivamente, da un punto di vista estetico persino il progettista. Il Bronx-Whitestone (1939) è significativo del desiderio di Ammann di avere un impalcato estremamente sottile con le torri imponenti con un solo elemento trasversale di collegamento in cima con un rapporto di snellezza dell'impalcato pari a $1/210$. Infine il Verrazano (1964), con i suoi 1298m, è il più grande ponte sospeso cui Ammann abbia dato "vita" il cui rapporto di snellezza ($1/180$) è confrontabile con un altro ponte per il quale Ammann è stato consulente il Golden Gate a San Francisco (Figura 2.18). Quest'ultimo completato nel 1937 è stato poi modificato, tra il 1954 ed il 1955, con l'aggiunta di un piano reticolare inferiore al fine di aumentarne la rigidità torsionale.

Alla stregua di Ammann per i ponti in acciaio e suo contemporaneo, in Europa si è messo in luce Maillart. Progettista di ponti che ha utilizzato un ulteriore materiale che vide la luce in quegli anni: il calcestruzzo armato. Robert Maillart (1872-1940) ha realizzato moltissimi



Figura 2.15 Bronx-Whitestone bridge (New York, USA, 1939) progetto di Othmar Ammann con una luce di 701m



Figura 2.16 Verrazano bridge (New York, USA, 1964) progetto di O. Ammann con una luce di 1298m

ponti, principalmente concentrati in Svizzera. Tra il 1900 ed 1940 ha effettuato una vera rivoluzione nell'arte strutturale. Fu il primo ad utilizzare il calcestruzzo eliminando definitivamente le murature. Non solo per questo, però, è ricordata la sua opera. Comprese, infatti, come attraverso l'utilizzo del calcestruzzo fosse possibile realizzare forme fin a quel momento irrealizzabili con i materiali fino ad allora utilizzati. Tra le sue principali opere è possibile ricordare il Salginatobel (Figura 2.19) del (1930), il ponte Zouz (1901) (Figura 2.20) ed il Schwandbach (1933) (Figura 2.21). Infine sempre in Svizzera, ma molti anni dopo, Christian Menn nel 1980 è stato completato il Ganter (Figura 2.22) altra estrema forma dell'arte strutturale che presenta una luce centrale di 174 m e delle pile alte 150m.

Quanto fin ora visto è la manifestazione di una forma d'espressione che sino a qualche tempo fa non veniva considerata come arte. Infatti veniva vista come la "semplice"



Figura 2.17 Bayonne bridge (New York, USA, 1931) progetto di O. Ammann con una luce di 504m



Figura 2.18 Golden Gate bridge (San Francisco, USA, 1937) con consulenza di O. Ammann con una luce di 1280m

applicazione di regole in maniera rigorosa senza nessuna capacità di scelta. Questa forma d'arte è in realtà basata sul concetto che il progettista è libero di scegliere le forme ed i disegni senza sentirsi costretto a dover applicare delle regole; l'artista è tale nel momento in cui effettua le sue scelte consapevole del valore estetico, capendo quelle che sono delle leggi naturali e le caratteristiche dei propri materiali. Un secondo concetto fondamentale di questa forma di arte è il concetto di economicità.

Come anticipato all'inizio di questo paragrafo lo studio delle strutture delle loro forme passa per lo studio della loro realizzazione, per la necessità di prevedere la loro



Figura 2.19 Salginatobel (Svizzera, 1930) progettato di R. Maillart

manutenzione. Terzo concetto è quello di estetica. Quest'ultimo aspetto dell'arte strutturale è quello che ha portato a progettare elementi strutturali in completa sintonia con l'ambiente circostante. Sintonia cercata attraverso un'uniformarsi all'ambiente o con una netta contrapposizione. Infine il progettista deve essere sempre in contatto con la realtà in cui va a costruire la sua opera, deve avere una decisa volontà di portarla a termine, di vederla realizzata, in modo da poter entrare maggiormente in contatto con coloro che tale opera dovranno praticamente realizzare, con coloro che dovranno convivere con essa. In questo modo il progettista dovrà sempre essere in grado di comunicare con la società e non rinchiudersi in uno studio a disegnare.

2.2. DAL TACOMA NARROW BRIDGE AI GIORNI NOSTRI

Quanto detto nel paragrafo precedente è stato importante al fine di poter comprendere in quale contesto, e con quale formazione storica si sia progettato il Tacoma Narrows bridge. Quest'ultimo in qualche modo segna un importante passo nell'ambito dell'ingegneria del vento moderno e di conseguenza sulle forme d'arte strutturale che ne seguirono. L'ormai tristemente famoso ponte Tacoma nello Stato di Washington era un ponte sospeso di luce 854m progettato da L.S. Moisseiff (1872-1943). La caratteristica principale di tale struttura è che presentava una sezione, ad H, estremamente snella $1/72$ tale caratteristica ne aveva fatto sin dalla sua apertura, e per tutta la sua breve vita, un punto di attrazione per i curiosi. Infatti sin dall'inizio il ponte presentava forti oscillazioni torsionali. Dopo pochi mesi dall'apertura però, durante una tempesta di vento, non molto intensa, le oscillazioni incominciarono ad essere eccessive. E dopo alcune ore, con il progettista giunto sul posto, il ponte crollò.



Figura 2.20 Zouze (Svizzera, 1930) progettato da R. Maillart



Figura 2.21 Schwandbach (Svizzera, 1933) progettato di R. Maillart

A seguito di tale crollo una commissione dei massimi esperti venne costituita per cercare di capire come una struttura ben progettata secondo i parametri strutturali noti all'epoca potesse essere crollata sotto un'azione del vento di entità notevolmente inferiore a quella critica di progetto. In tale commissione vi erano T. von Karmann, O. Ammann e G. B. Woodruff. Le conclusioni cui giunsero si rilevarono non del tutto esatte.

C'è da domandarsi come mai un crollo di un ponte che non abbia causato nessuna vittima sia stato di così grande importanza per l'ingegneria dei ponti. I motivi sono i più svariati. La necessità di capire cosa potesse essere successo, ha dato un forte impulso alla crescita di una



Figura 2.22 Ganter (Svizzera, 1933) progettato di R. Maillart

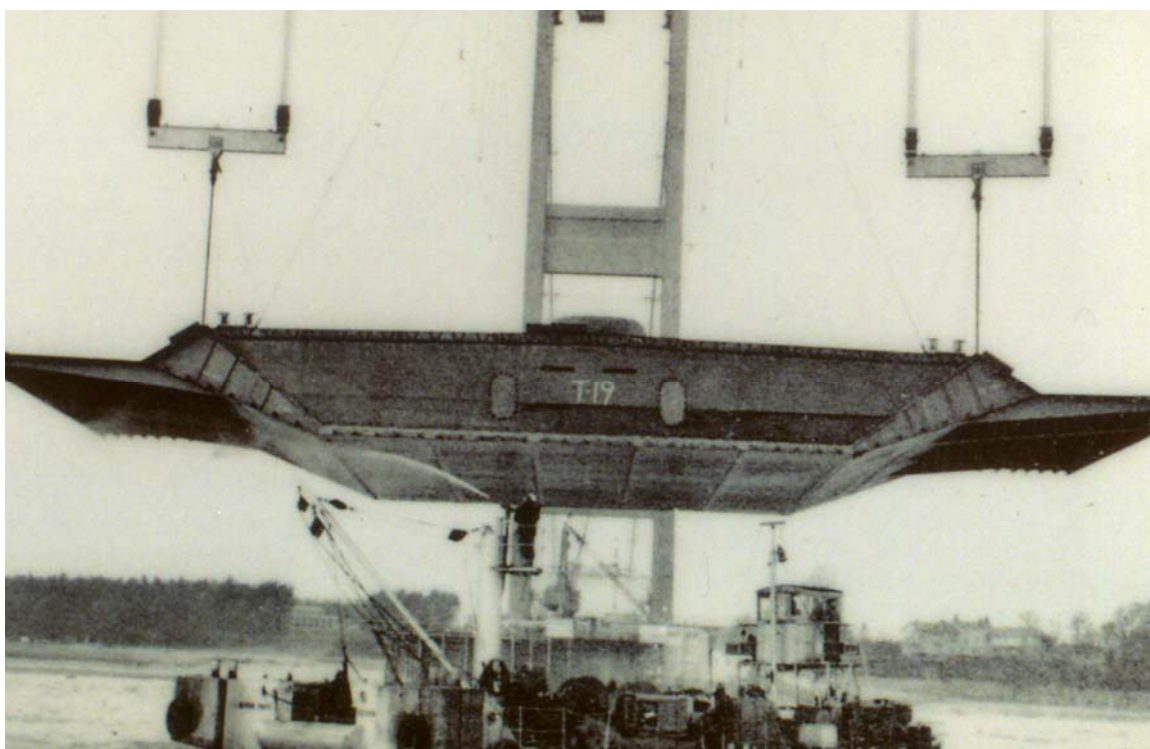


Figura 2.23 Severn (Gran Bretagna, 1966) con una luce di 988m

nuova branca dell'ingegneria: l'ingegneria del vento. Tale crollo può, inoltre, essere considerato come una tappa importante nell'ambito della valutazione del rischio eolico delle strutture. Ma il motivo principale è che ha messo in evidenza i fenomeni aeroelastici che fino a quel momento non erano noti e che da quel momento in avanti sono stati i principali argomenti dell'ingegneria del vento.

Ma effettivamente cosa successe al Tacoma Narrow, ponte progettato per resistere, secondo le conoscenze dell'epoca a venti fino a 161 km/h e crollato per venti a soli 70km/h? il ponte il giorno del crollo inizialmente oscillò secondo il suo 5° modo flessionale ad una velocità del vento incidente di 61km/h. dopo circa un'ora il ritegno del cavo centrale si allentò e dopo ancora 30 minuti, ad una velocità del flusso di 68km/h, il ponte incominciò ad oscillare secondo il suo decimo modo flessionale, ad una frequenza di 0.6Hz. dopo circa 10', improvvisamente il ponte cambia modo di vibrare e passa al secondo modo torsionale ad una frequenza di 0.23 Hz; dopo circa 20' la frequenza scende a 0.20Hz per poi dopo circa 30 minuti crollò. Alla luce degli studi svolti negli anni successivi il problema iniziale di come mai il ponte progettato per una velocità di 161km/h era crollato a soli 71km/h si invertì. Infatti dalla sperimentazione si evinse come in realtà una struttura estremamente snella come quella del Tacoma (sia rispetto alla larghezza dell'impalcato che rispetto alla sua altezza), con una rigidità torsionale così limitata abbia potuto resistere fino a quella velocità essendo emerso che in realtà, alla luce degli studi svolti nei decenni successivi, la velocità critica era ben più bassa di quanto preventivato dal progettista che disegnò perfettamente il ponte



Figura 2.24 Humber (Gran Bretagna, 1981) con una luce di 1410 m

secondo gli standard e le conoscenze dell'epoca. All'epoca del Tacoma le azioni del vento venivano modellate considerando il flusso laminare; la velocità di progetto era la massima registrata nella stazione anemometrica aeroportuale più vicina; la velocità del flusso veniva considerata costante con la quota; i parametri aerodinamici erano relativi al flusso laminare e considerati stazionari; le azioni venivano considerando delle azioni statiche equivalenti; infine la dinamica della struttura e l'aerodinamica venivano considerate lineari. Nel caso del ponte di Tacoma, in particolare risultarono critiche le ultime tre schematizzazioni.

Continuando nella storia dei ponti, a seguito del crollo del Tacoma l'intero mondo scientifico restò completamente attonito. Per tale motivo per diversi anni la realizzazione delle ardite strutture che si stavano progettando e realizzando furono di colpo arrestate, e su quelle che erano già state realizzate si provvide ad intervenire in maniera da incrementare le rigidità degli impalcati. Un esempio di ciò è l'aggiunta, come detto in precedenza, di un piano reticolare inferiore all'impalcato del Golden Gate bridge nella baia di San Francisco, nel 1955. Ma questo non fu l'unico ponte che risentì della paura che pervase gli Stati Uniti in quegli anni. Al Washington bridge venne aggiunta una travata reticolare di irrigidimento. Il crollo del ponte del Tacoma Narrow, come detto generò negli Stati Uniti un periodo di stasi nella realizzazione di ponti di grande luce. Di conseguenza la successiva importante costruzione venne realizzata in Europa nel 1966: il ponte del Severn in Inghilterra (Figura 2.23). Tale struttura riveste un'enorme importanza, non solo perché fu il primo grande ponte sospeso che venne realizzato in seguito al crollo del Tacoma, ma, e soprattutto, perché fu il primo ponte a cassone. Una simile tipologia strutturale portò con sé molti vantaggi. Il primo che conferì all'impalcato una elevata rigidità torsionale; in secondo luogo risultò meno sensibile all'azione del vento (profilo maggiormente aerodinamico); ed infine consente di



Figura 2.25 Storebælt (Danimarca, 1998)

raggiungere notevoli risultati da un punto di vista estetico avendo generalmente altezze dell'impalcato notevolmente inferiori rispetto a quelle degli impalcati reticolari conferendo una particolare, e gradevole, sensazione di snellezza dell'impalcato. Per quanto attiene alla seconda motivazione bisogna evidenziare come una simile struttura che da un punto di vista aerodinamico risulta essere uno stato avanzato dello studio della forma dell'impalcato, rende queste tipologie di ponti particolarmente sensibili alle variazioni di forma degli stessi (presenza o meno delle barriere o variazione di forma delle stesse, aggiunta di eventuali *flap* per il cambiamento del flusso intorno all'impalcato etc). Negli Stati Uniti però la paura legata al crollo del Tacoma si continuava a far sentire, anche quando venne realizzato un ponte di Verrazzano (1298m, nuovo ponte più lungo al mondo) a New York. Infatti in tale occasione la proposta di Amman con un classico reticolare vinse su quella di Steimann a cassone. Definendo in questo modo forse quella che è una caratteristica dei grandi ponti sospesi: negli Stati Uniti si tende a realizzare grandi travature reticolari e nel resto del mondo si propende verso strutture a cassone pluriconnesse.

Nel 1981 venne inaugurato in Inghilterra il ponte sull'Humber (Figura 2.24) che per la prima volta dopo molti anni riportò il primato di ponte più lungo al mondo (1410 m) in Europa, anche se per pochi mesi. Tale struttura, a conferma di quanto prima osservato presenta un impalcato scatolare, e con un rapporto di snellezza ($1/313$) molto prossimo a quello del primo ponte Tacoma ($1/355$). Nel 1998 lo Storebælt (Figura 2.25) supera l'Humber ed arriva ad una luce di 1624 m. Tale primato durò pochi mesi perché nel 1999 l'Akashi Kaikyo (Figura 2.26), nella baia di Kobe stabilisce un nuovo primato tuttora



Figura 2.26 Akashi Kaikyo (Giappone, 1999) con una luce di 1991 m

imbattuto: 1991m con due campate di riva di 960 m. Quest'ultima struttura presenta un impalcato reticolare alto 14m per il quale al fine di ridurre gli effetti del vento è stato disposto all'intradosso del piano viario in corrispondenza dell'asse un "piatto" che dagli studi in galleria del vento ha mostrato stabilizzare la struttura. I futuri sviluppi di tale arte sono innumerevoli così come le nuove sfide. Tra queste ultime infatti c'è quella di rendere queste grandi strutture sospese atte al transito dei treni. Una simile sfida sembrerebbe essere stata accolta dai progettisti del ponte sullo stretto di Messina per il quale è previsto anche un collegamento ferroviario. La particolarità di questa struttura oltre a risiedere nella luce della campata centrale (3300m) è anche nella forma dell'impalcato che risulta essere composta di tre cassoni (Figura 2.27).

Si è visto come nel XX secolo i ponti sospesi abbiano avuto un enorme sviluppo. Ad essi, tra i ponti di media-grande luce deve essere affiancata un'altra tipologia strutturale: quella dei ponti strallati. Questa tipologia strutturale ha raggiunto elevati valori delle luci (fino 890m) con il ponte Tatara (Figura 2.28) in Giappone. Queste ultime tipologie strutturali, come i ponti sospesi, risultano molto sensibili all'azione del vento, e quindi per entrambe deve essere studiato appositamente il valore critico della velocità del flusso, intesa come studio del rischio di collasso della struttura, al fine di garantire un adeguato periodo di vita della struttura stessa.

2.3. OBIETTIVO ED ORGANIZZAZIONE DELLA TESI

Scopo della tesi è lo studio del comportamento aeroelastico delle strutture da ponte per il raggiungimento di livelli di gestione del rischio eolico per questo tipo di strutture, in maniera simile a quanto fatto per altre forme di rischio (sismico per esempio), e per altre tipologie

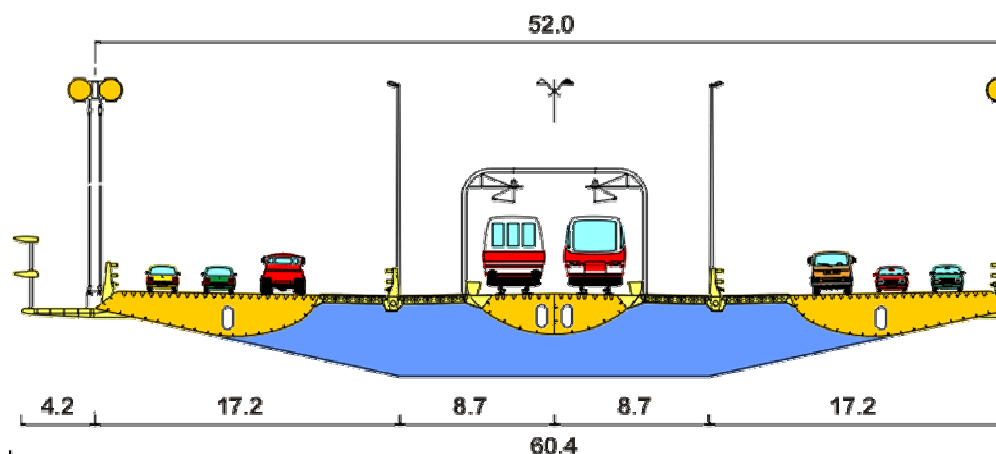


Figura 2.27 Sezione del ponte sullo stretto di Messina (Italia, 20??) con una luce di 3300 m,

strutturali. Tale scopo è stato perseguito con il passaggio per due fasi iniziali distinte. La prima di messo a punto di un sistema per la valutazione e lo studio di dettaglio del comportamento aeroelastico delle strutture. Questo sistema consiste nella utilizzazione della decomposizione ortogonale sia attraverso la matrice di covarianza sia attraverso quella di densità spettrale di potenza. Questo sistema opera attraverso una separazione dei fenomeni fisici di eccitazione componenti di un più ampio e complesso meccanismo globale di eccitazione. La seconda fase consiste nello studio dei meccanismi di eccitazione della struttura partendo da misurazioni delle forze in uno schema bidimensionale della struttura ed attraverso una sperimentazione in galleria del vento. Questa fase è stata condotta utilizzando diverse strumentazioni, alcune delle quali in grado di misurare grandezze analoghe, al fine di poter aver un controllo ulteriore di quanto si stava registrando da uno strumento. In questo modo si è riusciti attraverso la misurazione delle forzanti sia da un sistema di celle di carico, che attraverso l'integrazione delle pressioni misurate lungo la sezione di mezzeria del modello sezione, ad avere una validazione dei risultati dagli scanner di pressione quali misuratori delle forzanti aeroelastiche.

Messo a punto lo strumento di indagine di dettaglio (decomposizione ortogonale) e lo studio delle forze sezionali in un impalcato da ponte (comportamento degli impalcati da ponte) si è passati ad una terza fase di studio: l'andamento della correlazione spaziale delle forzanti, e non solo, agenti su di una struttura da ponte. Per fare ciò è stata organizzata una nuova campagna sperimentale presso la galleria del vento del CRIACIV di Prato, presso l'Università di Firenze. In questa campagna è stato testato un modello scatolare a sezione rettangolare in cui sono state strumentate sette sezioni, con trenta prese ciascuna. Da tali misurazioni è stato possibile misurare ed analizzare la correlazione per diversi regimi di vibrazione identificando quali meccanismi contribuivano a ciascuno di essi.

A valle di tale terza fase è possibile effettuare uno studio adeguato del sistema aeroelastico degli impalcati da ponte, potendo quindi per essi poter approntare uno studio dei diversi stati limite ed una scelta dei parametri da registrare, al fine di poter avere un controllo ed una



Figura 2.28 Tatarashi (Kobe, Giappone, 1998) con una luce di 988m

conseguente riduzione del rischio eolico cui queste strutture, come la storia ha ampiamente dimostrato risultano essere particolarmente sensibili.

3 Modello delle forze aerodinamiche per gli impalcati da ponte.

3.1. AZIONI DEL VENTO SUI PONTI DI GRANDE LUCE

Il progetto dei ponti di grande luce in molti casi è dettato dallo studio aerodinamico della struttura nel suo complesso. In particolare poi lo studio dell'impalcato e della sua forma è fortemente condizionante per quello che sarà il progetto finale. Deve a questo essere aggiunto che lo studio delle azioni del vento sulle strutture da ponte di grande luce passa per lo studio di un sistema complesso costituito dal vento e dalla struttura. Una simile visione è dovuta all'interazione che esiste tra l'azione ed il moto della struttura, che si influenzano mutuamente e modificano le sollecitazioni che si manifestano sulla struttura stessa. Infatti la componente di eccitazione della struttura viene continuamente modificata dal modo e dalla frequenza di vibrazione del ponte; in certi regimi di vibrazione la struttura impone alla forzante la sua frequenza. Da ciò deriva che lo studio delle forze aerodinamiche passa per lo studio della dinamica della struttura, dell'azione eolica e della loro interazione. Di seguito si riporta un breve richiamo di alcuni concetti base per la valutazione delle forzanti aerodinamiche.

3.1.1. Il vento nello strato limite atmosferico

Per strato limite atmosferico si intende quella porzione dell'atmosfera in cui le caratteristiche del vento sono influenzate dalla presenza del suolo.

Il flusso d'aria è modificato dagli elementi presenti al suolo, che interagiscono con esso. Tali fattori sono riconducibili a tre categorie:

- Orografia

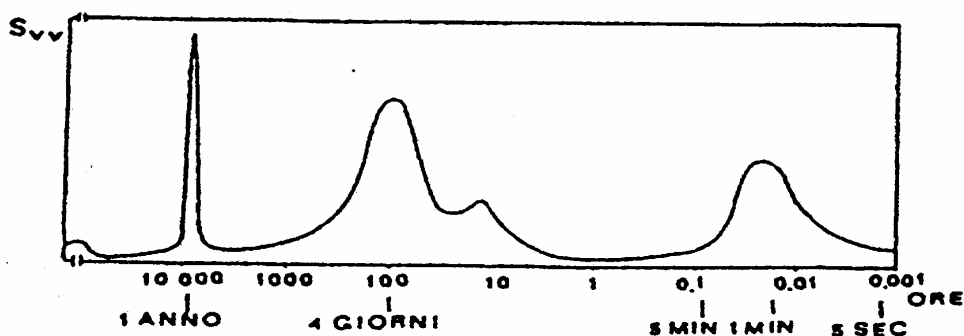


Figura 3.29 Rappresentazione ideale di uno spettro a lungo termine della velocità

- Rugosità della superficie
- Ostacoli.

Ciascuno di tali fattori influenza l'interazione flusso-suolo modificando in intensità e direzione la corrente; la principale causa di turbolenza è invece riconducibile alla rugosità della superficie.

All'interno dello strato limite atmosferico, il vento è studiato come un processo stocastico multidimensionale, essendo funzione sia del tempo sia dello spazio.

Dall'analisi di una registrazione della velocità istantanea del vento si può ottenere lo spettro di potenza (S_{vv}) della velocità (U). Dall'analisi di uno spettro di potenza a lungo termine della velocità del vento si possono individuare quattro picchi ben distinti (Figura 3.29). Due di questi ultimi sono corrispondenti a periodi pari ad un anno ed un giorno e rappresentano la periodicità annuale e quotidiana dei fenomeni meteorologici; un terzo picco è presente a periodi di circa quattro giorni, e si individua in questo lasso di tempo la durata media degli eventi eolici. Il quarto picco è posizionato a periodi molto più bassi (da qualche secondo a qualche minuto) e rappresenta la turbolenza atmosferica. Variando gli ostacoli intorno allo strumento di misura variano le caratteristiche di turbolenza del vento. Queste variazioni si traducono nello spettro di potenza in una variazione del solo quarto picco mentre la forma degli altri tre picchi rimane immutata. Quanto detto consente di distinguere i fenomeni climatici dai fenomeni propri delle raffiche di vento. A questo scopo si rappresenta la velocità del vento mediante due distinte grandezze: una velocità media U (su un intervallo di tempo ad esempio di 60' oppure 10') che è legata ai fenomeni meteorologici della regione, e le variazioni del campo della velocità istantanea attorno al valore medio durante una raffica, che sono legate alla turbolenza locale del vento. Quest'ultima genera le variazioni di intensità e direzione del vettore velocità del vento.

Si fissi una terna trirettangola destrorsa di riferimento, con gli assi x e y orizzontali, l'asse z verticale e diretto verso l'alto.

La velocità istantanea del vento può essere espressa mediante la relazione

$$\underline{U}(t) = u(t)\underline{i} + v(t)\underline{j} + w(t)\underline{k} \quad (2.1)$$

Dove con i, j e k si sono indicati i versori degli assi x, y e z e con u, v e w le rispettive componenti della velocità.

Il valore medio della velocità è dato da

$$U = \frac{1}{\Delta t} \int_{t_0}^{t_0 + \Delta t} |U(t)| dt \quad (2.2)$$

Essendo la velocità del vento in un dato punto usualmente idealizzata come un processo stocastico stazionario, risulta, scegliendo opportunamente il sistema di riferimento (l'asse x disposto nella direzione della velocità media):

$$\begin{aligned} u(t) &= U + u'(t) \\ v(t) &= v'(t) \\ w(t) &= w'(t) \end{aligned} \quad (2.3)$$

dove con l'apice si sono indicate le parti fluttuanti a media nulla delle velocità, anche dette componenti della turbolenza.

Definito quindi il modo di variare del vettore velocità in funzione del tempo, rimane da definire la dipendenza spaziale di tale vettore; infatti all'interno dello strato limite esisterà una sua variazione con la quota.

Il vento fino ad una certa distanza dal suolo risulterà influenzato dalle caratteristiche del suolo; infatti da tale quota fino al suolo la velocità media è rallentata dagli attriti al suolo. Per gli scopi di un ingegnere strutturista, è sufficiente rappresentare l'andamento della velocità con la quota con una relazione di natura empirica. Esistono due espressioni denominate legge di potenza e la legge logaritmica. La legge di potenza è del tipo:



Figura 3.30 Profilo delle velocità per diverse condizioni di rugosità

$$\frac{U(z)}{U_{ref}} = \left(\frac{z}{z_{ref}} \right)^\alpha \quad (2.4)$$

dove z è la quota alla quale si vuole determinare la velocità media, U_{ref} è la velocità alla quota di riferimento z_{ref} ed α è un coefficiente che dipende dalla rugosità del sito e che varia tra 0.16, in zone pianeggianti o in mare aperto, fino a 0.40 per i centri di grandi città (Figura 3.30). La legge logaritmica assume la forma:

$$U(z) = 2.5 u^* \ln \frac{z}{z_0} \quad (2.5)$$

In cui z_0 è una lunghezza che caratterizza le dimensioni della rugosità del terreno ed u^{*1} indica la velocità di attrito.. È necessario inoltre osservare che in presenza di cambiamento di asperità superficiali, si ha un cambiamento del profilo della velocità media. Tale cambiamento si esaurisce nei primi 150 m sottovento ma, correntemente si ritiene, che un chilometro a partire dal cambio di asperità sia necessario affinché si esauriscano le variazioni del profilo della velocità media. Tali cambiamenti hanno luogo, di solito, più velocemente quando il vento soffia da una superficie meno rugosa verso una più rugosa.

Per quanto riguarda le componenti della turbolenza si indicano, come intensità della turbolenza, i rapporti adimensionali tra gli scarti quadratici medi delle componenti della turbolenza e la velocità media del vento:

$$\begin{aligned} I_u &= \frac{\tilde{u}}{U} \\ I_v &= \frac{\tilde{v}}{U} \\ I_w &= \frac{\tilde{w}}{U} \end{aligned} \quad (2.6)$$

Le registrazioni anemometriche mostrano che la turbolenza atmosferica, cioè la parte fluttuante della velocità del vento, può essere considerata, con sufficiente approssimazione, come un processo stazionario gaussiano a media nulla; pertanto il modello probabilistico della turbolenza è sufficientemente descritto dai valori dell'intensità della turbolenza. La descrizione armonica, invece, è data attraverso la conoscenza della funzione di correlazione $R(\tau)$, nel dominio del tempo, o dalla funzione densità spettrale di potenza $S(f)$, nel dominio delle frequenze, e le due grandezze sono ricavabili l'una dalla conoscenza dell'altra. In letteratura esistono diverse espressioni che definiscono la densità spettrale di potenza delle

¹ Può essere ricavata dagli scarti quadratici medi delle componenti di turbolenza come il 40 % di quello della turbolenza longitudinale.

componenti della turbolenza. La più nota, per la componente longitudinale è quella di A.Davenport:

$$\frac{fS_{uu}(f)}{u_*^2} = 4 \frac{x^2}{(1+x^2)^{4/3}} \quad \text{con} \quad x = \frac{1200f}{U_{10}} \quad (2.7)$$

Dove con u_* si indica la velocità d'attrito, quantità che dipende dalla rugosità del sito e misura gli sforzi tangenziali a contatto con il suolo, e con U_{10} il valore medio della velocità alla quota di 10m. Per gli spettri delle componenti laterale e verticale della turbolenza possono essere utilizzate espressioni del tipo:

$$\begin{aligned} S_{vv}(f) &= 15 \frac{f^* u_*^2}{f(1+9.5f^*)^{5/3}} \\ S_{ww}(f) &= 3.36 \frac{f^* u_*^2}{f(1+10f^*)^{5/3}} \end{aligned} \quad (2.8)$$

Dove f^* rappresenta una frequenza ridotta ossia:

$$f^* = \frac{fz}{U(z)} \quad (2.9)$$

Il problema dello strato limite atmosferico è particolarmente sentito sia per le strutture che si sviluppano in altezza che per quelle che hanno uno sviluppo prevalentemente orizzontale. La differenza, però, è che per le strutture come gli impalcati da ponte a sviluppo prevalentemente orizzontale, il problema dello strato limite atmosferico si semplifica per quanto riguarda il profilo delle velocità del vento. In queste strutture, infatti, da questo punto di vista è sufficiente determinare la velocità della corrente all'altezza dell'impalcato viste le condizioni in sito senza doversi preoccupare della sua variabilità con l'altezza.

3.1.2. Azioni statiche

Analizzate brevemente le caratteristiche del vento nello strato limite atmosferico le azioni aerodinamiche indotte sulla struttura possono essere scomposte in un'azione statica (o media) ed un'azione dinamica.

Di seguito si farà esplicito riferimento alle azioni in un modello bidimensionale d'impalcato da ponte, ossia le azioni relative ad un tratto unitario d'impalcato.

Le azioni stazionarie (aerostatiche) di portanza (lift) \bar{L}_s di resistenza (drag) \bar{D}_s , di momento torcente (torque) \bar{M}_s che agiscono sull'impalcato da ponte sono:

$$\begin{aligned}\bar{D}_s &= \frac{1}{2} \rho_a U_v^2 b C_D(\alpha) \\ \bar{L}_s &= \frac{1}{2} \rho_a U_v^2 b C_L(\alpha) \\ \bar{M}_s &= \frac{1}{2} \rho_a U_v^2 b^2 C_M(\alpha)\end{aligned}\tag{2.10}$$

in cui:

ρ_a indica la densità dell'aria

U_v velocità media indisturbata della corrente

b la larghezza complessiva dell'impalcato

α l'angolo d'attacco o di incidenza

C_L , C_D , C_M i coefficienti di portanza, resistenza e momento funzioni dell'angolo d'incidenza

Per quanto riguarda il segno di queste azioni è stato assunto: portanza positiva se ascendente, resistenza positiva se concorde con la direzione del vento, momento positivo se cabrante (Figura 3.31)

Sono di particolare interesse i diagrammi di tali coefficienti in funzione dell'angolo ; in particolare si può osservare che nell'intorno dell'angolo $\alpha=0$ il carico torcente aerostatico si può esprimere come:

$$M_s \cong \frac{1}{2} \rho_a U_v^2 b^2 \left[C_M(\alpha) + \left(\frac{dC_M}{d\alpha} \right)_0 \alpha \right]\tag{2.11}$$

quindi se

$$\left(\frac{dC_M}{d\alpha} \right)_0 > 0\tag{2.12}$$

la travata subisce un incremento di rotazione positiva per un incremento di momento aerostatico che tende a far ruotare ulteriormente la sezione. A questo incremento di rotazione si opporrà la rigidezza torsionale del ponte; ma come si può vedere il carico torcente,

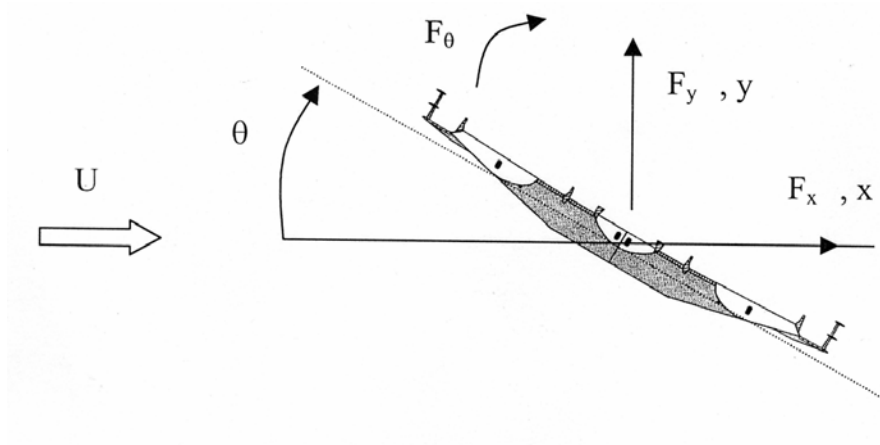


Figura 3.31 Convenzioni sui segni delle azioni aerodinamiche e degli spostamenti

all'aumentare della velocità, aumenta con U_v^2 ; il che evidenzia l'esistenza di una velocità critica del vento, detta velocità di divergenza, tale che con una piccola rotazione torsionale della travata l'incremento della reazione torsionale elastica eguaglia l'incremento di momento aerostatico. Il ponte in tali condizioni ha perso totalmente la propria rigidità torsionale.

Lo studio di queste forze stazionarie riveste, in fase preliminare, un ruolo molto importante sia perché in base a queste azioni si effettuano le verifiche statiche sia di resistenza che di spostamenti.

3.1.3. Azioni dinamiche quasi statiche

Più complesso risulta lo studio dei fenomeni aerodinamici di interazione tra la corrente e la sezione investita.

Le cause che inducono azioni su di un impalcato da ponte soggetto all'azione del vento possono essere di due tipi:

- turbolenza del vento
- distacco dei vortici

Per le azioni dipendenti dalla turbolenza del vento si possono instaurare delle oscillazioni dell'impalcato ma queste risulteranno essere stabili e pertanto al più possono portare difficoltà nell'utilizzo della struttura ed a fenomeni di fatica.

Nello studio di queste azioni si fa riferimento alla teoria quasi statica linearizzata [58].

Fissata una terna di riferimento trirettangolo destrorsa x_0 - y_0 - z , con l'asse z verticale ed orientato verso l'alto e con l'asse x_0 orientato come il flusso medio. L'espressione della velocità all'istante t nel caso di flusso bidimensionale può essere scritta nella forma:

$$\underline{U}(t) = [U + u'(t)]\underline{i}_0 + v'(t)\underline{j}_0 \quad (2.13)$$

dove con \underline{i}_0 e \underline{j}_0 si sono indicati rispettivamente i versori degli assi x_0 e y_0 . Indicando ancora con $x_0(t)$ e $y_0(t)$ le componenti dello spostamento del corpo immerso nel flusso rispetto ai suddetti assi; l'espressione della velocità relativa tra corpo e fluido sarà:

$$U_r(t) = \left[U + u'(t) - \dot{x}_0(t) \right] \underline{i}_0 + \left[v'(t) - \dot{y}_0(t) \right] \underline{j}_0 \quad (2.14)$$

in cui con i termini con il punto si sono indicate le derivate rispetto al tempo.

La forza aerodinamica può per unità di lunghezza essere espressa come un vettore a tre componenti (forza lungo x_0 e y_0 e momento torcente) somma di due aliquote: una rappresentata dai valori medi nel tempo e l'altra rappresentata dai valori fluttuanti a media nulla variabili nel tempo. Quindi si può scrivere:

$$F_0(t) = \begin{Bmatrix} D(t) \\ L(t) \\ M(t) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \bar{D} + D'(t) \\ \bar{L} + L'(t) \\ \bar{M} + M'(t) \end{Bmatrix} = \bar{F}_0 + F'_0(t) \quad (2.15)$$

I valori medi possono essere espressi in funzione dei coefficienti aerodinamici:

$$\bar{F}_0 = \frac{1}{2} \rho U^2 b \begin{Bmatrix} \bar{C}_D(\alpha) \\ \bar{C}_L(\alpha) \\ b\bar{C}_M(\alpha) \end{Bmatrix} \quad (2.16)$$

dove i valori dei coefficienti aerodinamici sono funzioni della forma della sezione trasversale e del numero di Reynolds.

Per quanto riguarda i valori fluttuanti questi tengono conto dell'azione dovuta alla turbolenza, al distacco dei vortici ed al moto della sezione. Secondo l'approccio introdotto da Davenport, le tre aliquote possono essere computate separatamente, secondo l'approccio quasi statico, ossia ponendo:

$$F'_0(t) = F'_t(t) + F'_s(t) + F'_a(t) \quad (2.17)$$

dove gli apici t, s ed a individuano le aliquote dovute alla turbolenza, al distacco dei vortici ed al moto della sezione.

L'ipotesi di comportamento quasi statico consiste nel supporre che le fluttuazioni nella velocità relativa tra fluido e sezione avvengano lentamente; se ciò si verifica le forze che agiscono sulla sezione in un certo istante possono essere assimilate a quelle che si avrebbero su una sezione considerata fissa immersa in flusso laminare con velocità pari a quella relativa istantanea tra fluido e sezione. Ciò è verificato se la turbolenza presentano contenuto energetico a frequenze prevalentemente inferiori alla frequenza di distacco dei vortici, e se il moto della sezione avviene anch'esso a frequenze inferiori a quelle di distacco.

Se queste ipotesi sono soddisfatte le forze istantanee possono essere espresse in maniera analoga a quanto fatto per i valori delle forze medie aerodinamiche, con riferimento all'angolo istantaneo d'attacco e ad una coppia di assi coincidenti con la direzione istantanea del flusso e con quella ad essa ortogonale. Si può quindi scrivere:

$$F_i(t) = \frac{1}{2} \rho U_r^2 b \begin{Bmatrix} \bar{C}_D(\gamma(t)) \\ \bar{C}_L(\gamma(t)) \\ b\bar{C}_M(\gamma(t)) \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} F_\xi^s(t) \\ F_\eta^s(t) \\ M^s(t) \end{Bmatrix} \quad (2.18)$$

dove F_i è il vettore della forza istantanea le cui componenti nella direzione degli assi ξ e η sono F_ξ e F_η rispettivamente. Il secondo addendo al secondo membro è rappresentativo delle

forze dovute al distacco dei vortici; queste sono considerate separatamente perché legate alla turbativa che la sezione induce nel moto del fluido.

L'angolo d'attacco istantaneo è anch'esso somma di due aliquote: una pari all'angolo d'attacco medio α e l'altra pari all'angolo che, all'istante t , il vettore velocità forma con la direzione x_0 diminuita dell'angolo di rotazione istantanea della sezione $\vartheta(t)$

$$\gamma(t) = \alpha + \delta(t) - \vartheta(t) \quad (2.19)$$

in cui $\delta(t)$ è dato da:

$$\delta(t) = \tan^{-1} \frac{v'(t) - y_0(t) - R_0 \dot{\vartheta}(t)}{U + u'(t) - x_0(t)} \quad (2.20)$$

dove con R_0 si è indicata una dimensione caratteristica della sezione trasversale.

Riportando le espressioni delle forze nel riferimento x_0 - y_0 si ha:

$$F_0(t) = \begin{Bmatrix} F_\xi(t) \cos(\delta(t)) - F_\eta(t) \sin(\delta(t)) \\ F_\xi(t) \sin(\delta(t)) - F_\eta(t) \cos(\delta(t)) \\ M(t) \end{Bmatrix} = \frac{1}{2} \rho U_r^2(t) b \begin{Bmatrix} C_D(\gamma(t)) \\ C_L(\gamma(t)) \\ b C_M(\gamma(t)) \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} D^s(t) \\ L^s(t) \\ M^s(t) \end{Bmatrix} \quad (2.21)$$

dove D_s e L_s sono le forze di resistenza e di portanza e con M_s il momento torcente dovuti al distacco dei vortici; e con C_D , C_L e C_M si sono indicati i coefficienti aerodinamici istantanei:

$$\begin{aligned} C_D(\gamma(t)) &= \bar{C}_D(\gamma(t)) \cos(\delta(t)) - \bar{C}_L(\gamma(t)) \sin(\delta(t)) \\ C_D(\gamma(t)) &= \bar{C}_D(\gamma(t)) \sin(\delta(t)) + \bar{C}_L(\gamma(t)) \cos(\delta(t)) \\ C_M(\gamma(t)) &= \bar{C}_M(\gamma(t)) \end{aligned} \quad (2.22)$$

queste possono essere sviluppate in serie di Taylor di punto iniziale $\delta=\vartheta=0$ fornendo le relazioni:

$$\begin{aligned} C_D(\gamma(t)) &= \bar{C}_D(\alpha) \left(\bar{C}'_D(\alpha) - \bar{C}'_L(\alpha) \right) \delta - \bar{C}'_D(\alpha) \vartheta + o(\delta, \vartheta) \\ C_L(\gamma(t)) &= \bar{C}_L(\alpha) \left(\bar{C}_D(\alpha) + \bar{C}'_L(\alpha) \right) \delta + \bar{C}'_L(\alpha) \vartheta + o(\delta, \vartheta) \\ C_M(\gamma(t)) &= \bar{C}_M(\alpha) + \bar{C}'_M(\alpha) \delta - \bar{C}'_M(\alpha) \vartheta + o(\delta, \vartheta) \end{aligned} \quad (2.23)$$

dove con (δ, ϑ) si sono indicati i termini di ordine superiore al primo in δ e ϑ .

Sostituendo queste relazioni nell'espressione delle forze nel riferimento x_0 - y_0 e sviluppando in serie di Mac Laurin il modulo della velocità relativa U_r e l'angolo d'attacco istantaneo $\delta(t)$ si ha:

$$\begin{aligned}
D(t) &= \frac{1}{2} \rho U^2 b \bar{C}_D(\alpha) + \rho U b \bar{C}_D(\alpha) u'(t) + \frac{1}{2} \rho U b \left(\bar{C}_D(\alpha) - \bar{C}_L(\alpha) \right) v'(t) + \\
&\quad - \rho U b \bar{C}_D(\alpha) \dot{x}_0(t) - \frac{1}{2} \rho U b \left(\bar{C}_D(\alpha) - \bar{C}_L(\alpha) \right) \dot{y}_0(t) + \\
&\quad - \frac{1}{2} \rho U b \left(\bar{C}_D(\alpha) - \bar{C}_L(\alpha) \right) \dot{\vartheta}(t) R_0 - \frac{1}{2} \rho U^2 b \bar{C}'_D(\alpha) \vartheta(t) + R_x^0 + D^s(t) \\
L(t) &= \frac{1}{2} \rho U^2 b \bar{C}_L(\alpha) + \rho U b \bar{C}_L(\alpha) u'(t) + \frac{1}{2} \rho U b \left(\bar{C}_D(\alpha) + \bar{C}_L(\alpha) \right) v'(t) + \\
&\quad - \rho U b \bar{C}_L(\alpha) \dot{x}_0(t) - \frac{1}{2} \rho U b \left(\bar{C}_D(\alpha) + \bar{C}_L(\alpha) \right) \dot{y}_0(t) + \\
&\quad - \frac{1}{2} \rho U b \left(\bar{C}_D(\alpha) + \bar{C}_L(\alpha) \right) \dot{\vartheta}(t) R_0 - \frac{1}{2} \rho U^2 b \bar{C}'_L(\alpha) \vartheta(t) + R_y^0 + L^s(t) \\
M(t) &= \frac{1}{2} \rho U^2 b^2 \bar{C}_M(\alpha) + \rho U b^2 \bar{C}_M(\alpha) u'(t) + \frac{1}{2} \rho U b^2 \bar{C}_M(\alpha) v'(t) + \\
&\quad - \rho U b^2 \bar{C}_M(\alpha) \dot{x}_0(t) - \frac{1}{2} \rho U b^2 \bar{C}_M(\alpha) \dot{y}_0(t) + \\
&\quad - \frac{1}{2} \rho U b^2 \bar{C}_M(\alpha) \dot{\vartheta}(t) R_0 - \frac{1}{2} \rho U^2 b^2 \bar{C}'_M(\alpha) \vartheta(t) + R_\vartheta^0 + M^s(t)
\end{aligned} \tag{2.24}$$

In ogni componente il primo termine rappresenta la forza media; i termini lineari nelle componenti della turbolenza rappresentano la parte del primo ordine dell'azione dovuta alla fluttuazione nella velocità del vento; i termini nelle derivate prime delle componenti di spostamento rappresentano la parte del primo ordine delle forze aeroelastiche dovute al moto della sezione; i termini nella componente di spostamento ϑ rappresentano la parte del primo ordine delle forze aeroelastiche dovute alla aliquota di variazione dell'angolo d'attacco istantaneo provocata dalla rotazione della sezione; i termini, infine, raggruppano le quantità di ordine superiore nelle componenti di turbolenza e nelle componenti di spostamento e di velocità; gli ultimi termini di ciascuna espressione sono le forze dovute al distacco dei vortici.

Queste espressioni, valide nell'ipotesi di comportamento quasi-statico, possono essere linearizzate trascurando i termini di ordine superiore. Trascurare i termini di ordine superiore nelle componenti della turbolenza e di velocità di spostamento della sezione significa affermare che devono essere piccole rispetto alla velocità media del vento; per quanto riguarda gli spostamenti la trascurabilità è riferita alla sola rotazione ϑ , essendo ininfluenti per quanto riguarda le forze aeroelastiche le due componenti di traslazione, la quale deve essere molto minore dell'unità.

Rimane, ora, da definire la componente delle forze dovute al distacco dei vortici. Questa può essere espressa come:

$$F_0^s(t) = \frac{1}{2} \rho U^2 b \begin{Bmatrix} C_D^s(t) \\ C_L^s(t) \\ b C_M^s(t) \end{Bmatrix} \tag{2.25}$$

In cui $C_D^s(t), C_L^s(t), C_M^s(t)$ sono i coefficienti aerodinamici istantanei connessi con il distacco.

Guardando fisicamente il fenomeno di distacco dei vortici si ha che la corrente investendo l'impalcato si separa da esso generando un sistema di vortici intorno ad esso. I vortici si distaccano dall'impalcato con una data frequenza ed alternativamente dalla parte superiore ed inferiore dell'impalcato. Questo fenomeno genera in questo modo la cosiddetta scia di Von Karman. Il fenomeno del distacco dei vortici non richiede che la sezione della travata sia in movimento e comporta la presenza di azioni pulsanti sul ponte con una frequenza pari a quella di distacco dei vortici. Questo genererà un moto periodico dell'impalcato se la forza è sufficientemente elevata e se la frequenza della forzante è in risonanza con le frequenze naturali di oscillazione del ponte. La tipica oscillazione che deriva dal fenomeno di distacco dei vortici è di tipo torsionale, anche se possono indursi oscillazioni verticali; tali oscillazioni sono inizialmente crescenti ma poi si stabilizzano per effetto dello smorzamento. Da questo fenomeno segue quindi un carico uniforme pulsante che eccita principalmente l'oscillazione torsionale del ponte.

La frequenza f_s di distacco dei vortici è proporzionale alla velocità della corrente ed alla dimensione trasversale dell'impalcato secondo un coefficiente di proporzionalità detto numero di Strouhal S:

$$f_s = S \frac{U_v}{b} \quad (2.26)$$

Come si può osservare maggiore è la velocità del vento maggiore è la frequenza di distacco dei vortici. Il numero di Strouhal non rappresenta altro che la frequenza adimensionalizzata rispetto alla dimensione dell'impalcato ed alla velocità del vento; la determinazione del suo valore può essere fatta mediante prove in galleria del vento.

La risonanza col distacco dei vortici si verifica per valori di velocità del vento generalmente non molto elevati; va però osservato che in generale questa tipologia di fenomeno non genera effetti catastrofici, sia perché le velocità del vento, come detto, sono piuttosto contenute, ma anche perché all'aumentare della velocità del vento la struttura sfugge dalla risonanza. Comunque per fenomeni ripetuti di distacco dei vortici si possono avere problemi di fatica.

3.1.4. Azioni dinamiche instazionarie

La teoria Quasi Statica Linearizzata illustrata al paragrafo precedente non è sempre in grado di descrivere le forze aeroelastiche. Infatti là dove si verifica una dipendenza dalla frequenza delle forze aeroelastiche si ricorre alla teoria del flutter proposta da R.H.Scanlan. Le condizioni in cui si verifica la dipendenza dalla frequenza sono:

- Corpo allungato; quindi si può verificare la condizione di riattacco della vena fluida;
- Frequenza di oscillazione verticale prossima a quella torsionale;

- Forti valori delle velocità $\dot{x}, \dot{y}, \dot{\theta}$ e delle rotazioni θ

Un repertorio di fenomeni di instabilità aerodinamica non lineare sono “inglobati” nel solo termine flutter [67]. La non linearità del fenomeno non impedisce di seguire un approccio lineare a questo tipo di instabilità; ciò è consentito perché in condizioni di inizio, o incipiente, instabilità può essere trattata come se avesse solo piccole oscillazioni che individuano la separazione tra comportamento stabile e quello instabile. Caratteristica del flutter è un’oscillazione autoeccitata che la struttura, per mezzo dei suoi spostamenti, estrae energia dal flusso. Se la struttura ha iniziato ad oscillare il moto può sia attenuarsi sia amplificarsi a seconda che l’energia presa dal flusso sia minore o maggiore di quella che il sistema può “dissipare” attraverso lo smorzamento meccanico. Questa linea teorica di separazione tra i due comportamenti, chiamata oscillazione sinusoidale prolungata, è riconosciuta come condizione critica di flutter.

Nell’ambito del fenomeno di flutter è possibile distinguerne tre tipologie:

- Di sole oscillazioni verticali
- Di sole oscillazioni torsionali
- Di oscillazioni combinate di torsione e flessione verticale (Flutter classico)

Di tali tipologie quella più frequente è quella combinata di torsione e flessione verticale. La condizione di flutter classico è raggiunta quando le frequenze delle oscillazioni verticali e torsionali, che cambiano al crescere della velocità, ad una data velocità divengono eguali tra loro e con periodi opportunamente sfasati.

Diversamente dal fenomeno di distacco dei vortici, una volta che è stata raggiunta la velocità critica di flutter incipiente, la condizione di instabilità può permanere anche all’incrementare della velocità del vento; questo evidenzia subito come questa tipologia di fenomeno sia molto più pericolosa.

Lo studio del flutter passa per prima cosa per la determinazione delle forze aerodinamiche trasmesse dalla corrente alla sezione. Tali azioni sono state definite in precedenza non stazionarie perché dipendenti dalla frequenza; infatti si ha che, nel momento in cui l’impalcato oscilla, l’angolo d’incidenza del vento sul ponte varia e di conseguenza varieranno anche le forze indotte sull’impalcato dalla corrente.

Per caratterizzare le forze aerodinamiche di regola si fanno delle apposite indagini in galleria del vento. Si immagini allora che la sezione dell’impalcato nella corrente, che presenta una velocità U_v , oscilli con un moto combinato di flessione verticale $h(t)$ e di torsione $\alpha(t)$ caratterizzato dalla pulsazione ω . In queste condizioni si verifica il distacco della vena fluida dalla sezione e i vortici che si vengono a generare, si muovono nella corrente con velocità di poco inferiore alla U_v interagendo con la sezione che oscilla con pulsazione ω . Il parametro che regola tali interazioni è la frequenza ridotta:

$$k = \frac{b\omega}{U_v} \quad (2.27)$$

Quindi indicando con:

$s=UT$ lo spazio percorso dal vortice in un periodo di oscillazione della struttura

$T = \frac{2\pi}{\omega}$ il periodo di oscillazione del ponte

Si ha:

$$k = \pi \frac{b}{s} \quad (2.28)$$

da queste formulazioni si evince come: se la velocità del vento o il periodo di oscillazione della travata è elevato, ovvero la larghezza della sezione è piccola, s risulta grande rispetto a b e quindi i vortici una volta distaccatosi non interagiscono più con la sezione; accade il contrario se U_v , ovvero T , è piccola e la larghezza b è grande.

Talvolta in alternativa alla frequenza ridotta è utilizzato il parametro velocità ridotta della corrente:

$$u_r = \frac{2U_v T}{b} = \frac{2U_v}{Nb} = \frac{2s}{b} = \frac{\pi}{k} \quad (2.29)$$

Per quanto riguarda la formulazione delle forze aerodinamiche non stazionarie si può fare riferimento alla trattazione proposta da Scanlan. Per cui:

$$\begin{aligned} L_{ns} &= \frac{1}{2} \rho_a U_v^2 b \left[kH_1^*(k) \frac{\dot{h}}{U_v} + kH_2^*(k) \frac{b\dot{\alpha}}{U_v} + k^2 H_3^* \alpha + k^2 H_4^*(k) \frac{h}{b} \right] \\ M_{ns} &= \frac{1}{2} \rho_a U_v^2 b^2 \left[kA_1^*(k) \frac{\dot{h}}{U_v} + kA_2^*(k) \frac{b\dot{\alpha}}{U_v} + k^2 A_3^*(k) \alpha + k^2 A_4^*(k) \frac{h}{b} \right] \\ D_{ns} &= \frac{1}{2} \rho_a U_v^2 b \left[kP_1^*(k) \frac{\dot{h}}{U_v} + kP_2^*(k) \frac{b\dot{\alpha}}{U_v} + k^2 P_3^*(k) \alpha + k^2 P_4^*(k) \frac{h}{b} \right] \end{aligned} \quad (2.30)$$

dove

$$H_i^*(k) \quad A_i^*(k) \quad P_i^*(k) \quad i=1,2,3,4$$

sono quantità adimensionali e sono dette derivate di flutter o derivate aeroelastiche, ovvero parametri di Küssner, funzioni della frequenza ridotta, la cui determinazione avviene sperimentalmente in galleria del vento.

Di questi:

$$H_i^*(k) \quad A_i^*(k) \quad P_i^*(k) \quad i=3,4$$

hanno il significato di rigidezze aerodinamiche. Di solito tali rigidezze sono trascurabili rispetto a quelle strutturali del ponte, a meno di A_3^* ($k^2 A_3^*$ che rappresenta la derivata del momento rispetto all'angolo di rotazione della travata con $\underline{U}=\text{cost}$): la rigidezza torsionale della travata, infatti, può essere piccola nei riguardi di deformazioni della travata.

Diversamente

$$H_i^*(k) \quad A_i^*(k) \quad P_i^*(k) \quad i=1,2$$

sono dette coefficienti dello smorzamento aerodinamico. Questi, visto il contributo modesto dello smorzamento strutturale, ricoprono un ruolo fondamentale nella aeroelasticità

del ponte. Dal segno di questi coefficienti, positivo o negativo, dipendono rispettivamente lo smorzamento o l'amplificazione delle oscillazioni della travata.

Nello studio del flutter bisogna tenere conto che questo fenomeno mette in gioco le oscillazioni verticali flessionali e di torsione, accoppiate o non, mentre per quanto riguarda la flessione nel piano orizzontale questa risulta in genere essere disaccoppiata dalle altre due. Quindi si può semplicemente tenere in conto delle sole azioni non stazionarie di portanza e di momento che si possono riscrivere, viste le semplificazioni precedentemente indicate, come:

$$\begin{aligned} L_{ns} &= \frac{1}{2} \rho_a U_v^2 b \left[kH_1^*(k) \frac{\dot{h}}{U_v} + kH_2^*(k) \frac{c\dot{\alpha}}{U_v} + k^2 H_3^*(k) \alpha \right] \\ M_{ns} &= \frac{1}{2} \rho_a U_v^2 b^2 \left[kA_1^*(k) \frac{\dot{h}}{U_v} + kA_2^*(k) \frac{c\dot{\alpha}}{U_v} + k^2 A_3^*(k) \alpha \right] \end{aligned} \quad (2.31)$$

in cui sono state comunque conservati i termini di rigidzze aerodinamiche connesse con la rotazione torsionale α .

Si possono, ora, analizzare nello specifico le singole derivate di flutter:

- $H_1^*(u_r)$ al variare di u_r rappresenta lo smorzamento aerodinamico esercitato dalla corrente sulla sezione che, impedita di ruotare torsionalmente, oscilla solo verticalmente.
- $H_2^*(u_r)$ $A_1^*(u_r)$ rappresentano i termini di smorzamento aerodinamico mutuo tra torsione e flessione verticale
- $A_2^*(u_r)$ rappresenta lo smorzamento aerodinamico torsionale (oscillazione verticale impedita)
- $A_3^*(u_r)$ $H_3^*(u_r)$ rappresentano la rigidzza mutua aerodinamica tra torsione e flessione verticale

In Figura 3.32 è mostrato l'andamento delle derivate di flutter in funzione della velocità ridotta. Valori delle derivate calcolati sperimentalmente per il profilo alare sottile e per alcune sezioni da ponte tra cui quella del primo ponte di Tacoma, crollato nel 1940.

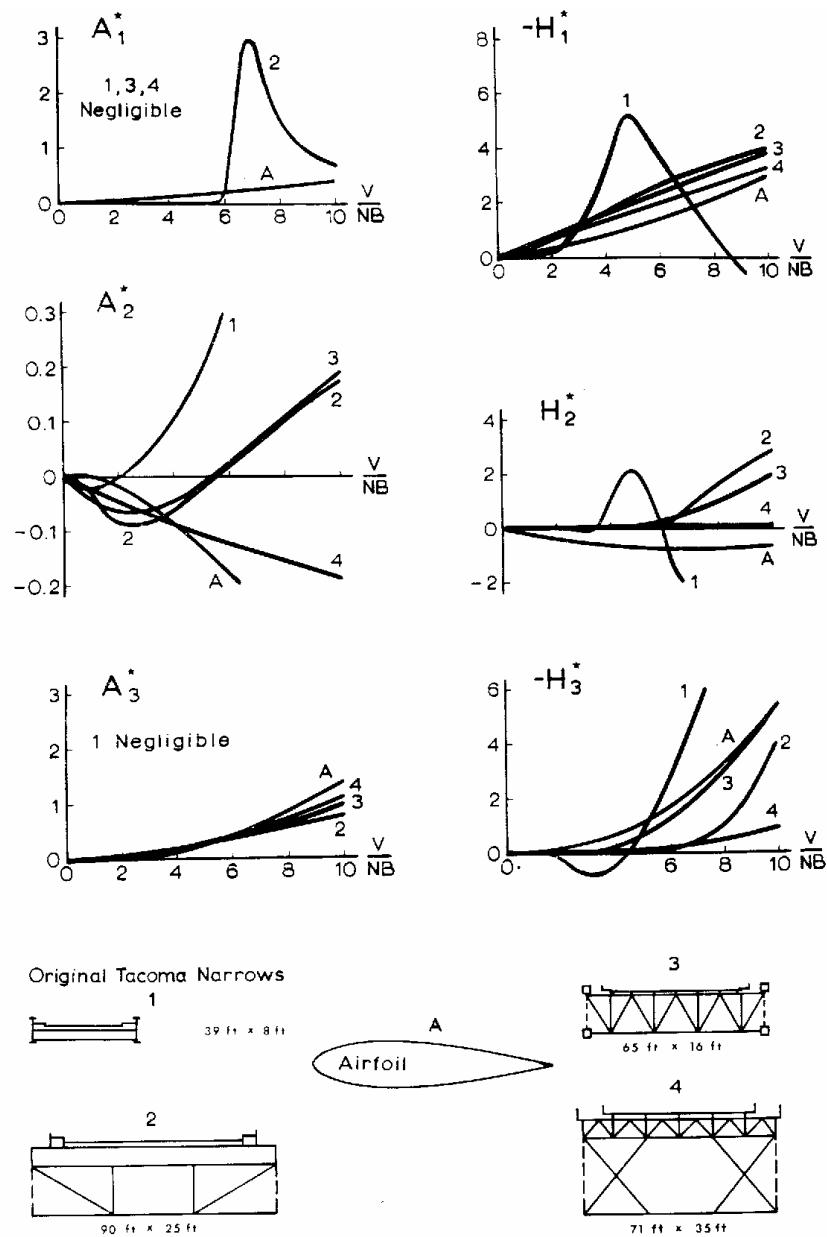


Figura 3.32 Andamento delle derivate di flutter ricavate per alcune sezioni e per il profilo alare sottile

Per tali derivate è stata trovata una formulazione analitica unicamente per la “lamina” (caratterizzato da uno spessore infinitesimo ed una lunghezza infinita che consente di studiare il comportamento bidimensionale della struttura). Secondo la formulazione di Theodorsen [68] si ha:

$$\begin{aligned} kH_1^* &= -2\pi F & kA_1^* &= \pi F \\ kH_2^* &= -\pi \left[1 + F + \frac{2G}{k} \right] & kA_2^* &= -\frac{\pi}{2} \left[1 - F - \frac{2G}{k} \right] \\ k^2 H_3^* &= -2\pi \left[F - \frac{kG}{2} \right] & kA_3^* &= \pi \left[F - \frac{kG}{2} \right] \end{aligned} \quad (2.32)$$

dove $F(k)$ e $G(k)$ sono la parte reale ed immaginaria della funzione di Theodorsen, per le quali sono state trovate delle espressioni approssimate. I valori delle derivate di flutter ottenute per la “lamina” in passato sono state utilizzate anche per gli impalcati da ponte, ma questo ha portato ad errori anche nel caso di sezioni aerodinamicamente più studiate. Quindi per le strutture da ponte la determinazione delle derivate di flutter si persegue per via sperimentale in galleria del vento.

Tali valori si ottengono sottoponendo a prova un modello sezione dell’impalcato, al variare della frequenza ridotta ovvero della velocità ridotta U_r . Il modello sezione è fatto oscillare a frequenze assegnate e si determinano le corrispondenti forze aerodinamiche. Si fissa allora la frequenza dell’oscillazione in torsione e flessione ovvero in sola torsione, ad esempio, e conoscendo λ_ω (fattore di scala delle frequenze²) si valuta la frequenza di oscillazione che deve avere la sezione da ponte in scala.

Il modello aeroelastico di sezione deve essere tale da consentire la separazione dei moti, ovvero deve poter consentire un moto di soli spostamenti verticali o di sole rotazioni torsionali. Inoltre è consuetudine, fare oscillare il modello alla frequenza fissata e si procedere al calcolo delle forze di portanza e di momento ed infine alla determinazione delle derivate di flutter.

Atro sistema per la determinazione delle derivate di flutter è quello utilizzato presso il BLWTL (the Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory, The University of Western Ontario, London, Canada). Secondo cui si imprime alla sezione, con una cadenza temporale tale che avvenga lo smorzamento del moto, un’oscillazione e, durante ogni intervallo di tempo che passa tra una sollecitazione e quella successiva si misura la risposta del modello (la ripetizione di questo tipo di misurazione è mirata semplicemente ad una maggiore affidabilità dei risultati)

² Per la definizione si rimanda al capitolo successivo

4 La struttura delle forze aerodinamiche sezionali sugli impalcati da ponte scatolari

4.1. INTRODUZIONE

La nascita della sperimentazione in galleria del vento a strato limite si può ricondurre alla realizzazione, nel 1965, della prima galleria costruita presso il laboratorio BLWTL (Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory) dell'University of Western Ontario, London, Canada. In tale sede grazie all'ingegno dell'allora giovane professore Alan Davenport, venne costruita una galleria a strato limite. Sino a quel momento le prove sulle strutture di tipo civile per lo studio e misurazione delle forzanti aerodinamiche ed aeroelastiche venivano effettuate utilizzando le gallerie, ben più diffuse a quei tempi, di tipo aeronautico.

La prima citata galleria del BLWTL, realizzata nel 1965 (Figura 4.33) è a circuito aperto e le dimensioni sono pari a 33 m di lunghezza 2.4 m di larghezza ed un'altezza variabile tra 1.5 e 2.1 m, le pareti sono in legno compensato. La velocità del flusso d'aria all'interno della galleria può variare tra 0 e 15 m/s, sono riproducibili condizioni di flusso turbolento ed esiste la possibilità di riprodurre condizioni di rugosità del suolo. In questa galleria sono eseguibili prove sia statiche che dinamiche su modelli di edifici, di ciminiere e di ponti; si possono effettuare test per la misurazione delle pressioni e per la determinazione delle forze agenti su modelli rigidi. La strumentazione disponibile addizionale è costituita da anemometri a filo caldo e sistemi di molle per la riproduzioni delle rigidzze. A tale galleria, utilizzata, tra l'altro, per l'esecuzione delle prove statiche del modello sezione del Sunshine Skyway Bridge (SSB) utilizzato per lo studio di cui al presente capitolo ed al successivo [59], è stata affiancata, presso lo stesso laboratorio una seconda galleria che nell'aprile del duemila è stata utilizzata per l'esecuzione delle prove dinamiche sul SSB.

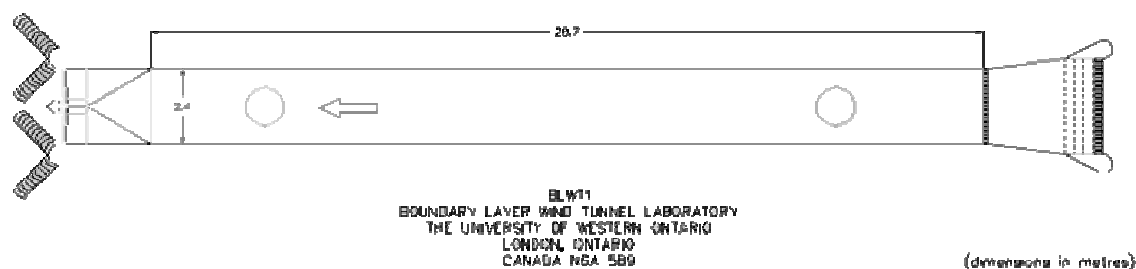


Figura 4.33 Schema della galleria BLWTL I dell'University of Western Ontario

4.2. LA SPERIMENTAZIONE IN GALLERIA DEL VENTO

Sebbene oggi siano in fase di sviluppo nuove tecniche di studio delle azioni del vento sulle strutture che prevedibilmente saranno il futuro dell'ingegneria del vento, basate sulla fluidodinamica numerica (CFD Computational Fluid Dynamics), attualmente lo studio del comportamento aerodinamico ed aeroelastico dei ponti è basato unicamente su un approccio di tipo sperimentale. Ad oggi, infatti, gli studi con la CFD, sono limitate alla simulazione di flussi intorno a corpi elementari. Questo tipo di approccio, visti i limiti esistenti sia da un punto di vista computazionale che di conoscenze, è quindi in continuo collegamento con la tecnica sperimentale; attinge, infatti, dai risultati della galleria del vento dati di input per la definizione delle condizioni al contorno e confronta i propri risultati (in termini di pressioni locali, forze globali, e caratteristiche della scia) con quelli ottenuti attraverso prove sperimentali in galleria del vento.

Nella simulazione in galleria del vento le principali difficoltà, invece, risiedono nella riproduzione in galleria delle caratteristiche reali riscontrabili al vero. Questo significa la riproduzione delle caratteristiche geometriche riscontrabili al vero, quindi modello e prototipo devono presentare la stessa forma. Le caratteristiche meccaniche del modello devono mantenersi, opportunamente scalate, eguali a quelle del prototipo così come le caratteristiche del vento incidente devono essere simili a quelle che si riscontrano in situ; infine le forzanti devono essere, opportunamente scalate, le stesse che si registrano sul modello. Al fine di perseguire i requisiti di similitudine ora definiti è possibile condurre un'analisi dimensionale del problema. Considerando, ad esempio, la forza che un fluido esercita su di un corpo immerso in esso, questa dipenderà dalla densità del fluido stesso ρ , dalla velocità del flusso U , dalla viscosità del fluido μ e dalle dimensione caratteristica D e dalla frequenza propria della struttura f del corpo. Pertanto la forza può essere espressa in termini funzionali come

$$F = F(\rho, U, D, f, \mu) \quad (3.1)$$

utilizzando l'analisi dimensionale:

$$[F] = [\rho^\alpha \cdot U^\beta \cdot D^\gamma \cdot f^\delta \cdot \mu^\varepsilon] \quad (3.2)$$

che si traduce in termini dimensionali in

$$\left[\frac{ML}{T^2} \right] = \left[\left(\frac{M}{L^3} \right)^\alpha \left(\frac{L}{T} \right)^\beta L^\gamma \left(\frac{1}{T} \right)^\delta \left(\frac{M}{LT} \right)^\varepsilon \right] \quad (3.3)$$

da cui si ottiene

$$[F] = [\rho^{1-\varepsilon} U^{2-\delta-\varepsilon} D^{2+\delta-\varepsilon} f^\delta \mu^\varepsilon] = \left[\rho U^2 D^2 \left(\frac{Df}{U} \right)^\delta \left(\frac{\mu}{\rho U D} \right)^\varepsilon \right] \quad (3.4)$$

da cui la forzante può essere adimensionalizzata rispetto ad un coefficiente che di solito si assume essere $\rho U^2 D^2$ e dipende dalla frequenza ridotta (Df/U) e dal numero di Reynolds ($\mu/\rho U D$). Per quanto riguarda la risposta strutturale, si considerano dei parametri adimensionalizzati che se coincidenti per il prototipo e per il modello assicurano la stessa legge del moto.

In conclusione al fine di poter applicare i risultati sperimentali del modello al prototipo devono essere rispettate tre leggi fondamentali di similitudine: la legge di Reynolds, quella del modello di Froude e quella di Jensen. Al fine di meglio comprendere tali leggi è bene introdurre prima dei parametri di scala tra il modello (pedice m) ed il prototipo (pedice r):

- I) scala delle lunghezze, cioè il rapporto tra le dimensioni del modello e quelle della struttura reale

$$\lambda_L = \frac{L_m}{L_r} \quad (3.5)$$

- II) scala della velocità del vento, cioè il rapporto tra la velocità del vento in galleria e quella del vento reale

$$\lambda_U = \frac{U_m}{U_r} \quad (3.6)$$

per conservare le stesse caratteristiche delle azioni esercitate dalla corrente sulla sezione oscillante, è molto importante che sia mantenuta nella prova la stessa frequenza ridotta k sia per il modello che per la sezione reale del ponte. Quindi:

$$k_m = k_r \quad (3.7)$$

quindi si ha la condizione

$$\frac{U_m}{D_m \omega_m} = \frac{U_r}{D_r \omega_r} \quad (3.8)$$

a questo punto si definisce la scala delle pulsazioni della oscillazione del modello e della struttura reale:

$$\lambda_{\omega} = \frac{\omega_m}{\omega_r} \quad (3.9)$$

si ha quindi

$$\lambda_{\omega} = \frac{\omega_m}{\omega_r} = \frac{U_m c_r}{U_r c_m} = \frac{\lambda_U}{\lambda_L} \quad (3.10)$$

nota quindi la dimensione reale della sezione del ponte ed inoltre la velocità attesa del vento reale, i rapporti λ_L e λ_v sono definiti e di conseguenza anche λ_{ω} .

Il numero di Froude è definito come il rapporto tra le forze di inerzia del flusso e le forze di gravità agenti sulla struttura [17].

$$F_r = \text{forze di inerzia del flusso} / \text{forze di gravità sulla struttura} = c \frac{(\rho l^3 a)}{\rho_s D^3 g} \quad (3.11)$$

in cui c è una costante di proporzionalità, a è l'accelerazione dell'aria, D è la dimensione caratteristica, g è l'accelerazione di gravità, ρ_s la densità della struttura. L'accelerazione a , detta U la velocità del flusso, da un'analisi dimensionale può essere espressa come

$$U^2 / D \quad (3.12)$$

e poiché il rapporto tra la densità dell'aria e della struttura è tenuto in conto dal dimensionamento delle masse del modello, il numero di Froude può essere pertanto scritto come

$$F_r = \frac{U^2}{gD} \quad (3.13)$$

Questa legge, pur trascurando l'effetto della viscosità, è molto importante che sia rispettata in particolare per le strutture aeroelastiche (ponti sospesi, linee di trasmissione etc.) mentre per le strutture quali edifici alti in cui le forze di gravità, scaricandosi direttamente in fondazione, non interagiscono con le vibrazioni indotte dal vento dell'edificio non riveste un ruolo preminente. Per rispettare la legge di Froude deve sussistere la relazione:

$$\lambda_U = \sqrt{\lambda_L} \quad (3.14)$$

la scala delle velocità deve corrispondere quindi alla radice quadrata della scala delle lunghezze. Pertanto considerando, per esempio una scala delle lunghezze di 1:200, ne consegue che le velocità dovranno essere in galleria circa 15 volte minori di quelle del prototipo. Per quanto attiene alle frequenze naturali, la cui scala è proporzionale all'inverso della radice quadrata delle lunghezze, non essendo possibile rispettare tale aspetto della legge di Froude per tutte le frequenze significative, i risultati ottenuti devono essere trasferiti al prototipo con molta attenzione.

Il numero di *Reynolds* Re è definito come il rapporto tra le forze di inerzia e quelle viscose

$$Re = \text{forze di inerzia} / \text{forze viscose} = (\rho D^3 a) / D^2 \tau \quad (3.15)$$

in cui τ è la tensione di contatto. Dall'analisi dimensionale della formulazione precedente si perviene, definendo la viscosità cinematica ν come b

$$\nu = \mu / \rho \quad (3.16)$$

dove μ è la viscosità cinematica dell'aria, quindi la formulazione classica del numero di Reynolds

$$Re = UD / \nu \quad (3.17)$$

Come si vede dalla formulazione ridotti numeri di Reynolds significano che le forze viscose sono prevalenti rispetto quelle di inerzia, quindi ogni accelerazione di una particella di fluido è subito smorzata dalle forze viscose, e pertanto il flusso è laminare. Al contrario elevati valori di Re implica che le forze di inerzia prevalgono su quelle viscose ed il flusso turbolento rimane tale. Inoltre, come si vede da tale formulazione, per la dipendenza da densità e viscosità dinamica dell'aria, non è possibile riprodurre il numero di Reynolds reale essendo l'aria in eguali condizioni in galleria ed al vero. Si ottengono quindi valori di Re con più di un ordine di grandezza di differenza con i valori reali registrabili.

L'importanza di Re è particolarmente evidente in presenza di corpi circolari per i quali il punto di eventuale distacco è fortemente influenzato da esso e di conseguenza anche l'ampiezza della scia. Dagli studi presenti in letteratura per corpi circolari in flusso bidimensionale, si vede come si possono individuare tre campi di variazione di Re : Subcritico ($300 < Re < 10^5$) in cui il flusso intorno al cilindro è laminare ed il punto di distacco della vena è a circa 80° dal punto di stagnazione. Supercritico ($10^5 < Re < 3,5 \cdot 10^6$) il punto di separazione si trova sulla parte sottovento e la scia diventa particolarmente stretta. Transcritico ($Re > 3,5 \cdot 10^6$), in questo caso il punto di separazione è a circa 115° gradi dal punto di stagnazione e la larghezza della scia è compresa tra la condizione subcritica e la supercritica. Il valore di Re di separazione tra la regione subcritica e la supercritica dipende sia dalla turbolenza in condizioni di flusso indisturbato sia dalla rugosità della superficie della struttura. Come si può immaginare da quanto sopra descritto, Re influenza conseguentemente le forze aerodinamiche agenti sulle strutture, ad esempio la resistenza. Tale parametro è importante anche sul comportamento aerodinamico delle strutture in cui il punto di distacco della vena fluida è definito dalla geometria della struttura stessa (spigoli vivi: *Bluff Body*). Per queste pur non influenzando il punto di distacco della vena fluida, ne influenza l'eventuale punto di riattacco e di conseguenza il valore delle forzanti. Come visto il valore di Re riveste una notevole importanza nella sperimentazione in galleria del vento, di conseguenza numerosi studi sono stati condotti per evidenziarne gli effetti. Tra questi si può considerare la campagna

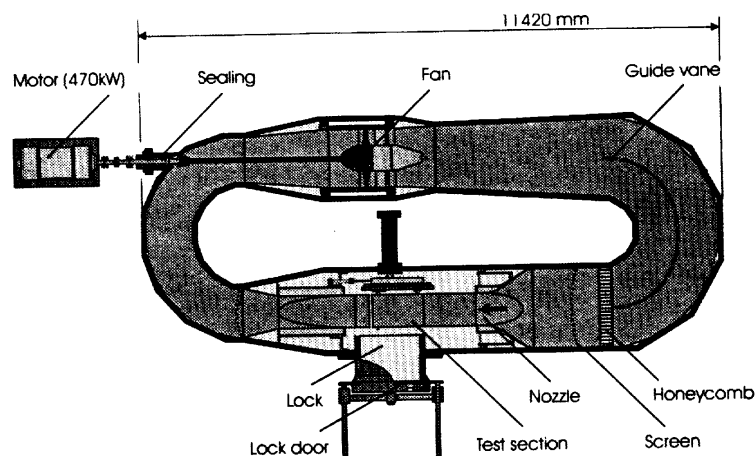


Figura 4.34 La galleria del vento al Deutsche Forschungsanstalt für Luft- und Raumfahrt DLR, Göttingen, Germania

sperimentale condotta da G. Schewe a Göttingen in Germania [65], usando una galleria pressurizzata (Figura 4.34). in cui è possibile variare le caratteristiche dell'aria portando la pressione interna alla galleria fino a 100 bar [tab.4.1]. Si è riscontrato come il numero di Strouhal cresca al crescere del numero di Reynolds, per valori di quest'ultimo compresi all'interno delle due fasce di valori definite subcritica e supercritica; il coefficiente di resistenza, invece, tende a diminuire all'interno delle due fasce prima definite per poi tornare leggermente a crescere in quella transcritica (valori di Re maggiori); esiste, inoltre, un'influenza anche sul punto di distacco e quello di riattacco del flusso d'aria intorno al corpo immerso nel fluido; il coefficiente di resistenza ottenuto in galleria del vento a basse velocità (basso Re), risulta essere maggiore di quello ottenuto sul prototipo con valori realistici del numero di Reynolds. Da quanto fin ora descritto, si vede come la modellazione corretta di Re sarebbe fondamentale per la corretta utilizzazione dei risultati sperimentali in galleria del vento. Un simile obiettivo, però, non è perseguibile utilizzando come fluido in galleria l'aria, come si fa nella maggioranza dei casi. Infatti dall'imposizione dell'uguaglianza tra Re in galleria e Re in situ risulterebbe che

$$\lambda_L \lambda_U = 1 \quad (3.18)$$

e pertanto se si usa una scala delle lunghezze di 1:100 si dovrebbe avere una velocità in galleria 100 volte maggiore che al vero. Pertanto si accetta che nella sperimentazione in galleria del vento che l'uguaglianza del numero di Reynolds non si abbia, fermo restando che prima di estendere i risultati sperimentali al prototipo, in particolare con i corpi cilindrici, sia necessario operare opportune considerazioni per valutare gli effetti del "fuori scala" del numero di Reynolds ed eventualmente modificare adeguatamente i risultati ottenuti.

Infine il numero di Jensen, la cui pubblicazione nel 1950 ha evidenziato le problematiche dell'uso delle gallerie aeronautiche per la modellazione di strutture civili, è un ulteriore parametro che deve essere rispettato nella sperimentazione in galleria del vento. La legge di Jensen è esprimibile nella forma:

$$J = h/z_0 \quad (3.19)$$

in cui h è l'altezza della struttura e z_0 è la lunghezza della rugosità del terreno circostante il terreno. In particolare si deve avere che il numero di Jensen del modello deve essere eguale a quello del prototipo. Infatti, da numerosi studi effettuati, si è visto come l'andamento delle pressioni sulla faccia sopravento di un edificio sia fortemente influenzato dal numero di Jensen. Inoltre si ritrova in letteratura come un errata modellazione della turbolenza, e di conseguenza un errato valore di J possa influenzare le forze di portanza e di resistenza su modelli sezione [22].

Oltre alle prima citate scale di similitudine deve anche essere considerata, per la sperimentazione in galleria del vento, la similitudine del numero di Strouhal (frequenza ridotta) per la quale

$$\left(\frac{U}{fB}\right)_m = \left(\frac{U}{fB}\right)_p \quad (3.20)$$

che comporta pertanto che

$$\lambda_f = \lambda_U / \lambda_L \quad (3.21)$$

che mette in relazione la scala delle velocità e delle lunghezze con quella delle frequenze. Da tale relazione la condizione del numero di Froude di cui alla (3.13) può essere riscritta come

$$\lambda_f^2 \lambda_L = 1 \quad (3.22)$$

Altro fattore di scala da considerare è quello riguardante la densità di massa definita come

$$\lambda_p = \frac{\rho_m}{\rho_p} = 1 \quad (3.23)$$

wind tunnel are as follows:

Maximum flow speed	$U = 38 \text{ m/s}$
Size of square test section	$0.6 \times 0.6 \text{ m}^2$
Pressure range	$1 \leq p \leq 100 \text{ bar}$
Reynolds number range	$10^4 < Re < 10^7$ based on dimension $D = 0.06 \text{ m}$
Contraction ratio	5.6:1
Power consumption	$N = 470 \text{ kW}$

tabella 4.1 Caratteristiche della galleria pressurizzata di Göttingen

in cui i pedici m e p sono rispettivamente riferiti alla densità dell'aria che investe il modello ed il prototipo. Tale rapporto nel momento in cui la sperimentazione avviene in aria dovrà uguale ad uno.

La scala dello smorzamento definita come

$$\lambda_{\xi} = \frac{\xi_m}{\xi_p} \quad (3.24)$$

dove ξ_m e ξ_p sono rispettivamente gli smorzamenti del modello e del prototipo definiti come $\xi = \delta/2\pi$.

Le tipologie di prove che si possono condurre in galleria del vento possono essere sia statiche, con il modello rigidamente collegato ad un sistema di bracci rigidi, eventualmente collegati ad un sistema di celle di carico, che dinamiche, con il modello collegato ad un sistema di molle che riproducono la rigidezza dei diversi modi del modello. Inoltre possono essere simulate diverse condizioni di flusso (laminare e turbolento)

Per quanto riguarda la tipologia di modelli che possono essere utilizzati per la sperimentazione in galleria del vento per lo studio del comportamento aerodinamico ed aeroelastico delle strutture da ponte, questi possono essere:

- modello sezione (prove statiche e dinamiche)
- modello aeroelastico completo “*replica*” (prove dinamiche)
- modello “*taut strip*”(prove dinamiche)
- modello della torre (prove statiche e dinamiche)

4.2.1. Modello sezione

I test sul modello sezione sono studi su di un “concio” d’impalcato di opportune dimensioni, in genere pari alla larghezza della galleria. Questa è la tecnica più sviluppata per ottenere le prime informazioni aerodinamiche della sezione trasversale dell’impalcato. Il modello sezione è usato per individuare le oscillazioni indotte dai vortici ed i fenomeni d’instabilità. Tali prove consentono di determinare informazioni sul comportamento piano della struttura. Questo aspetto ne rappresenta il limite. Al contempo, però, vista la semplicità, e quindi l’economicità di realizzazione, risultano ampiamente usate anche per la definizione, in fase preliminare, della geometria della sezione trasversale dell’impalcato.

Il modello si può disporre, in galleria del vento, vincolato su appoggi fissi (prova statica) che ne impediscano gli spostamenti e, mediante celle di carico, consentano la misurazione delle forze di resistenza, di portanza e di momento torcente. Con il modello rigidamente vincolato dalle celle di carico, si fa variare l’angolo d’attacco rispetto alla direzione del vento per poter misurare le diverse forze che agiscono sull’impalcato al variare dell’inclinazione del modello.

Il modello sezione può essere testato anche in condizioni dinamiche; questo significa che l’impalcato è libero di muoversi sotto le azioni del vento. Il modello è disposto su di una serie di molle che, opportunamente scelte, simulano l’effettiva rigidezza della struttura completa;

inoltre si possono disporre anche degli smorzatori per riprodurre le capacità proprie di smorzamento del ponte; la presenza o meno di questi ultimi individua due tipologie di prove: smorzate o a basso smorzamento. Altre strumentazioni che si possono utilizzare sono gli accelerometri e le celle di carico in corrispondenza delle molle

Con le prove dinamiche sul modello sezione è possibile misurare anche le forze che insorgono sull'impalcato nel momento in cui questo si muove all'interno della corrente.

4.2.2. Modelli aeroelastici completi (repliche)

Il test in galleria del vento del modello aeroelastico completo del ponte, con un'opportuna simulazione dello strato limite atmosferico è il modo migliore per individuare la risposta del ponte.

La caratteristica principale di queste prove risiede nel fornire dati sui modi di vibrare tridimensionali, sul simulare l'eccitazione tridimensionale da vento sulle torri, sui cavi, e sull'impalcato. In questo modo, quindi, si ha una visione completa del complesso impalcato, cavi e torri secondo una visione nello spazio del moto dell'intero ponte. Infatti è possibile analizzare l'interazione dei cavi con l'impalcato quindi vedere come la presenza dei cavi influenzi il moto e quindi le forze agenti sull'impalcato; vedere come l'esistenza delle torri modifichi il comportamento dell'impalcato rispetto a quello che risulta da una prova sul modello sezionale e come l'impalcato stesso interagisca con le torri. Queste prove consentono di tenere in conto l'ammettenza aerodinamica. Con questa espressione si intende il modo in cui la struttura trasforma il vento in azioni per la struttura stessa. Questo consente quindi di valutare anche la perdita di coerenza che si ha lungo l'impalcato, ovvero la possibilità di valutare come le azioni variano lungo l'impalcato, evidenziando ad esempio, come in corrispondenza di ciascuna pila sia possibile registrare risultati differenti per valori differenti di ammettenza. La complessità, però, sia della progettazione che della costruzione del modello, così come i costi elevati sono tra i limiti di applicazione di questa tecnica. Oltre questi limiti esiste anche un problema di scala; infatti, per i ponti di grande luce, compare con maggiore incidenza il vincolo delle dimensioni della galleria del vento che limitano la possibilità di scelta del fattore di scala del modello.

4.2.3. Modelli “taut strip”

Si tratta di un modello messo a punto all'inizio degli anni '90 da Davenport-King-Larose in occasione di un nuovo studio del Murray McKay Bridge [35] (ponte realizzato in Nova Scotia alla fine degli anni '60)

L'idea del “Taut Strip” (Figura 4.35) è di ricostruire la risposta dinamica tridimensionale dell'intero ponte dalla risposta di una struttura semplificata. Il modello Taut Strip è creato con masse ed inerzie equivalenti a quelle del prototipo, e montate su un sistema rigido di cavi tesi e/o tubi fissati in blocchi d'ancoraggio. Questo sistema è disegnato per ottenere il corretto rapporto tra la frequenza dei modi verticali, orizzontali e torsionali. Dalla calibrazione della tensione e del posizionamento dei cavi è possibile ottenere il giusto rapporto tra i diversi modi

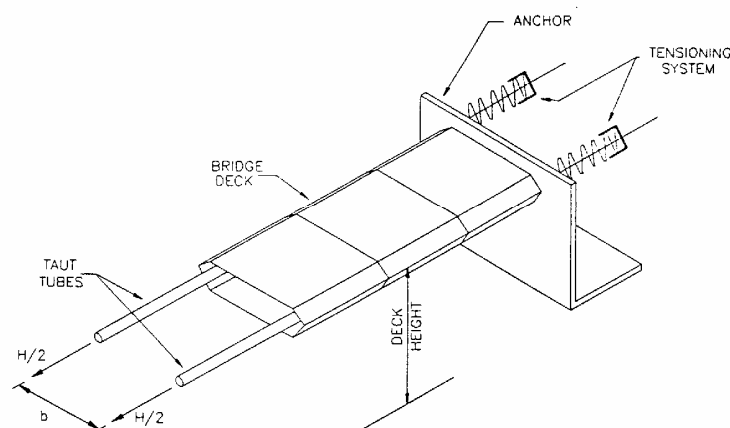


Figura 4.35 Il modello Taut-Strip

di oscillazione. Inoltre, con questo modello, è anche possibile, come per tutti i modelli dinamici a più gradi di libertà, riuscire, simulando lo strato limite atmosferico in un'opportuna scala, a misurare uno specifico modo di oscillazione filtrando la risposta con un filtro a banda passante in corrispondenza della frequenza naturale del singolo modo di oscillazione.

I principali vantaggi del modello “taut strip” risiedono nella sua possibilità di fornire una risposta tridimensionale alle turbolenze del vento; la semplicità di realizzazione del modello e quindi la sua economicità; infine la sua indipendenza dal numero di Froude [11] necessario, nell'ambito dei modelli aeroelastici completi, per tener conto dell'influenza della forza di gravità sulle rigidità dei modelli dei ponti sospesi.

4.2.4. Modelli della torre

Per questo tipo di elementi strutturali che si sviluppano principalmente in altezza il problema del strato limite atmosferico gioca un ruolo ben più importante rispetto al caso degli impalcati da ponte (elementi preminentemente orizzontali). Per i modelli di torre è possibile effettuare diverse tipologie di prove.

Una prima prova è quella del modello rigido disposto su vincoli rigidi; in questa prova si misurano le azioni che si registrano al piede della pila. Un altro tipo di prova è quello che consente alla pila, sempre rigida, di ruotare al piede misurando anche in questo le azioni agenti sulla pila attraverso le celle di carico disposte al piede del modello. Altra prova è quella, sempre su modello rigido, in cui si misurano le pressioni agenti attraverso delle prese monometriche disposte lungo la pila. Quest'ultima prova può essere svolta sia con la pila rigidamente vincolata al piede sia consentendole di ruotare, quest'ultimo caso è più raro. Infine altre prove che possono essere svolte sono quelle sui modelli aeroelastici misurando

quindi le forze al piede e la distribuzione di pressioni lungo la torre. Tale tipologia di prova può essere eseguita con la torre libera di ruotare. Le prove sul modello aeroelastico sono quelle che di solito sono svolte nel momento in cui si eseguono i test sulle repliche dell'intero ponte. Per questi ultimi modelli, infatti, è comunque necessario realizzare anche i modelli aeroelastici delle torri che possono essere provate in galleria anche separatamente dall'impalcato.

Individuati i diversi modelli che possono essere testati in galleria del vento, è possibile ora effettuare un confronto tra le diverse tipologie di prove.

Il modello sezione, diversamente dalla *replica*, fornendo, come detto, informazioni sul comportamento piano dell'impalcato non consente la lettura della variazione di comportamento lungo lo sviluppo del ponte. Affinché, inoltre, le risposte del modello completo e di quello sezionale possano essere confrontabili in condizioni di flusso turbolento, si deve verificare che:

- le forze aerodinamiche agenti sulla torre e sui cavi devono essere trascurabili rispetto a quelle agenti sull'impalcato;
- le deformazioni indotte dalle forze aerodinamiche non devono avere variazioni significative lungo la luce. Se così non fosse ovviamente i risultati del modello sezione non potrebbero tener conto di tali variazioni;

Il modello "*taut strip*", invece, non fornisce "esatte" risposte alla turbolenza, ma esiste la possibilità di utilizzare i risultati di tali prove come input per la teoria statistica del "*buffeting*" da turbolenza. Questo rende possibile la valutazione delle funzioni di ammettenza aerodinamica. Inoltre si prende in considerazione l'effetto della turbolenza e delle distorsioni tridimensionali dell'instabilità aerodinamica dell'impalcato.

4.3. LE GALLERIE DEL VENTO UTILIZZATE PER LE PROVE SUL MODELLO SEZIONE DEL SUNSHINE SKYWAY BRIDGE

Le prove in galleria del vento sono state condotte sul modello sezione del SSB, un ponte strallato realizzato nel 1987 con una luce della campata centrale di 366m. Un impalcato largo 28,6 m ed alto 4,25 m. La prima frequenza flessionale e la prima torsionale sono rispettivamente 0,31 e 1,25 Hz. Tale struttura presentando la cortina di stralli unicamente lungo l'asse longitudinale affida tutta la sua rigidità torsionale all'impalcato. Sul modello sezione di tale struttura sono state condotte sia prove statiche che prove dinamiche. Queste ultime come anticipato sono state condotte nella BLWTL II, dell'University of Western Ontario. La BLWTL II, di più moderna concezione essendo stata realizzata nel 1984, è una galleria a circuito chiuso che presenta due tratti utili per le prove. Un primo tratto, detto ad alta velocità, le cui dimensioni sono di 3.4 m di larghezza, 2.0 m di altezza e 39 m di lunghezza ed una velocità del vento in galleria che può variare tra 0 e 30 m/s. In questo tratto vi sono due sezioni di prova. Una prima all'inizio del tratto ad alta velocità (completamente sopravvento) in cui è stato provato il modello sezione del Sunshine Skyway Bridge. Una

seconda sezione disposta completamente sottovento a questo tratto di galleria dove di solito vengono provati edifici, torri, ciminiere e tutte le strutture per le quali sia necessario riprodurre le condizioni di rugosità e quindi di turbolenza ad essa connessa. Per tutta la lunghezza del tratto di galleria sono, infatti, presenti dei prismi. Questi sono manovrabili, per mezzo di un sistema idraulico comandato elettronicamente, in maniera da regolare l'altezza emergente dal pavimento di ciascuna fila in cui tali elementi sono disposti.

Il secondo tratto, definito a bassa velocità, è largo 5.0 m, alto 4.0 m ed una lunghezza di 52 m; la velocità all'interno di questa sezione è compresa tra 0 e 10 m/s (ovviamente minore viste le maggiori dimensioni trasversali rispetto all'altra sezione). In questa sezione della galleria del vento, viste le sue dimensioni, vengono provate, tra gli altri, le repliche dei ponti, in modo da poterle riprodurre in scala maggiore rispetto a quello che sarebbe possibile nella sezione ad alta velocità. Altra particolarità è che, al di sotto del piano di appoggio del tratto a bassa velocità, si trova una vasca ad onde, profonda due metri, nella quale, è possibile eseguire prove su strutture off-shore. Per queste prove esiste la possibilità di riprodurre un moto ondoso, con un sistema meccanico ad una frequenza fino a 2 Hz, da combinarsi con l'azione del vento.

4.4. MODELLO SEZIONE DEL SUNSHINE SKYWAY BRIDGE

Il modello sezione riproduce l'impalcato del ponte SSB con una scala delle lunghezze pari a 1:80. La sezione è lunga 213cm ed è costituita di un'anima cava in alluminio, che conferisce rigidità flessionale al modello, ed una struttura in compensato che riproduce la forma dell'impalcato. Lo stesso modello è stato utilizzato sia per le prove statiche che per le prove dinamiche cui si riferisce il presente capitolo. La prima frequenza di oscillazione torsionale e la prima verticale sono rispettivamente pari a 14.8 e 3.6 Hz.

4.4.1. Set-up e strumentazione prove statiche e dinamiche

Durante le prove statiche, i cui risultati verranno di seguito utilizzati unicamente come riferimento dei risultati delle prove dinamiche, la strumentazione utilizzata era composta di:

- 48 prese manometriche disposte così come descritto al paragrafo precedente;
- sei celle di carico, in grado di misurare le forze di resistenza, di portanza ed il momento torcente;
- due tubi di Pitot per misurare la velocità della corrente sopravvento alla sezione di prova, quindi in condizioni di flusso indisturbato;
- due anemometri a filo caldo disposti sottovento ad una distanza di 0.40 m dal modello sezione ed in asse ad esso;

Le 48 prese manometriche erano collegate a scanner di pressione; ognuno dei quali è in grado di acquisire sedici canali; quindi complessivamente ne sono stati utilizzati tre. Il tutto era collegato ad un computer che registrava le letture in volt dei singoli sistemi d'acquisizione. La possibilità di utilizzare un simile sistema di misurazione è legata alla



Figura 4.36 Il modello del SSB nella BLWTL II

tipologia di modello che si vuole strumentare. Infatti questi sistemi sono dei misuratori analogici per i quali il trasferimento del segnale dal punto di misura allo scanner avviene attraverso dei tubi che devono essere calibrati al fine di garantire la trasmissione del segnale senza che si abbia distorsione del segnale stesso a causa delle vibrazioni del tubo (trasferisco pressioni positive e negative). Di conseguenza tali strumenti di misura pur mostrando un ampio spettro di modelli su cui possono essere utilizzati mostrano comunque dei limiti di applicabilità. Tali strumenti infatti possono essere installati su sezione da ponte scatolari, su edifici, su modelli di ciminiera, insomma su tutti quei modelli che consentono di nascondere al vento la presenza del sistema di registrazione (compreso di tubi di trasferimento del segnale) senza modificare la forma della sezione esposta al vento e soprattutto senza che il segnale possa essere distorto dal vento.

Le prove sono state svolte in condizioni di flusso sia laminare che turbolento. Il modello è stato testato sia nella configurazione in presenza delle barriere New Jersey sia in assenza. Le prove sono state effettuate con il modello rigidamente vincolato a sei celle di carico che ne impedivano gli spostamenti e misuravano le risultanti delle forze agenti secondo la direzione normale (z) al piano dell'impalcato, positiva se diretta verso l'alto, secondo la direzione (x) normale a quest'ultima, positiva se diretta nel senso del flusso, ed infine il momento torcente, positivo se orario.

Per ciascuna configurazione dell'impalcato sono state condotte 17 prove facendo variare l'angolo d'attacco (angolo d'incidenza del flusso rispetto all'impalcato); questo risultato è stato ottenuto facendo ruotare l'impalcato intorno al proprio asse longitudinale. Gli angoli ai quali è stato testato il modello del Sunshine Skyway Bridge sono 0° , $\pm 1^\circ$, $\pm 2^\circ$, $\pm 3^\circ$, $\pm 4^\circ$, $\pm 6^\circ$, $\pm 8^\circ$, $\pm 10^\circ$, $\pm 12^\circ$. Durante queste prove sono state misurate, oltre le forze derivanti dalle celle di carico e quelle derivanti dalle prese manometriche, anche le velocità del flusso indisturbato attraverso i tubi di Pitot e la velocità in scia con gli anemometri a filo

caldo. Questi ultimi consentono una misurazione dell'andamento della turbolenza essendo disposti in scia ad una distanza di 0.40 m. Le misurazioni sono state effettuate per ciascuna prova per 256s, effettuando un campionamento a 400 Hz. Una frequenza così elevata è stata utilizzata per poter leggere, nel dominio delle frequenze, fenomeni fino a 200 Hz. Questo valore serve principalmente per lo studio delle turbolenze in scia, mentre per le azioni direttamente agenti sull'impalcato, i valori delle frequenze sono molto più bassi, come si vedrà in seguito. Le prove così descritte sono state svolte per due valori della velocità del flusso: 9.8m/s e 12.2m/s.

Per quanto riguarda le prove dinamiche, oltre all'acquisizione del campo di pressioni locali, così come fatto nelle prove statiche, con un insieme di 48 prese disposte su due file, la strumentazione prevedeva (Figura 4.36 e Figura 4.37):

- un sistema di celle di carico collegate con le molle dalle quali risalire alle forze compressive agenti sull'impalcato;
- quattro accelerometri, solidali con il modello, per misurare le accelerazioni del ponte e dalle quali poter risalire alle velocità istantanee e quindi agli spostamenti;
- quattro laser disposti in modo da poter ottenere una misura diretta degli spostamenti dell'impalcato;
- un anemometro a filo caldo disposto 1,40 m sopravvento per misurare la velocità del vento all'altezza del modello dell'impalcato. Tali strumenti sono sostanzialmente dei trasduttori termici basati sul riscaldamento del filo (5 μ m di diametro) per effetto Joule, il flusso d'aria per convenzione ne diminuisce la temperatura. Il trasduttore, a questo punto, per mantenere costante la temperatura del filo dovrà fornire nuova corrente. In questo modo dalla quantità di corrente assorbita si può risalire alla velocità del flusso;

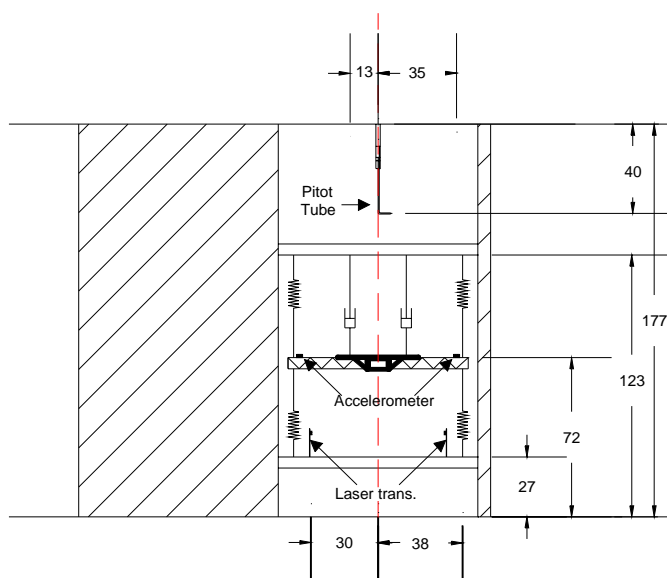


Figura 4.37 Schema del Set-up sperimentale in galleria durante le prove dinamiche

- sette anemometri a filo caldo disposti 1,50 m in scia per la misurazione della velocità della corrente sottovento all'impalcato;

La tipologia e posizione delle molle è stata fissata in modo sia da poter riprodurre il rapporto tra la prima frequenza di spostamenti verticali e la prima torsionale sia per avere il lock-in torsionale e la velocità di flutter all'interno dell'intervallo di variazione delle velocità della galleria utilizzata.

L'acquisizione dei dati delle prove è stata condotta secondo un campionamento a 600 Hz per 512s. Le velocità a cui sono state effettuate le registrazioni erano variabili tra i 5 ed 20m/s.

Durante le prove statiche il numero di Reynolds era nell'intervallo compreso tra 35'000 e 43'000, mentre durante le prove dinamiche è stato calcolato nell'intervallo tra 18'000 e 73'000 da confrontare con il valore del prototipo compreso tra 2×10^7 e 10^8 . Questa discrepanza di risultati tra il modello ed il prototipo, in parte attesa per quanto spiegato in precedenza, può generare delle differenze tra le misurazioni effettuate in galleria del vento e quelle effettuabili al vero. Di contro però se si comparano i risultati sperimentali ottenuti tra i diversi test (sia delle prove statiche che dinamiche) si vede come la variabilità di Re non sia in grado di modificare significativamente sia il numero di Strouhal che il coefficiente di resistenza.

4.5. L'INFLUENZA DEL REGIME DI VIBRAZIONE SUL FORZE AERODINAMICHE SEZIONALI

4.5.1. La risposta strutturale ed i coefficienti aerodinamici

In una prima fase di studio si è operato un confronto tra le misurazioni effettuate simultaneamente dalle celle di carico e dalle prese monometriche. Nel fare ciò è stato studiato l'andamento delle medie e delle RMS delle rotazioni valutate dalle celle di carico tenendo

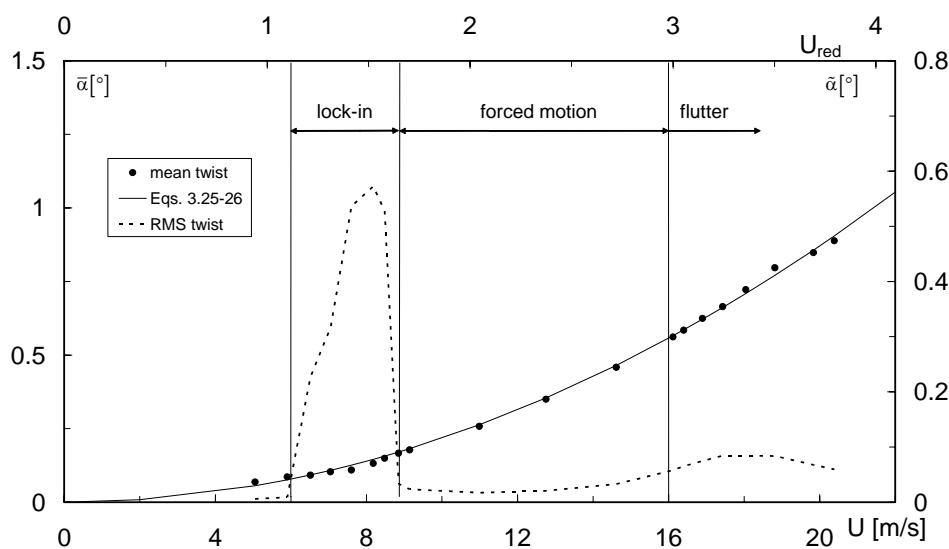


Figura 4.38 Andamento delle pressioni medie ed RMS al variare della velocità del vento

conto della rigidità delle molle utilizzate durante le prove dinamiche. In accordo con l'approccio quasi statico, le rotazioni medie sono proporzionali al quadrato delle velocità medie del flusso

$$\bar{\alpha} = c_{\alpha} U^2 \quad (3.25)$$

dove

$$c_{\alpha} = \frac{1}{2} \rho \bar{C}_M \frac{b^2 L}{K_{\alpha}} \quad (3.26)$$

in cui C_M è coefficiente medio di torsione, b ed L sono rispettivamente la larghezza e la lunghezza del modello sezione, e $K_{\alpha}=853$ Nm/rad è la rigidità torsionale del sistema. Le (3.25) e (3.26) consentono di valutare il coefficiente di torsione dall'interpolazione dei dati ottenuti dalle prove dinamiche (cerchi in Figura 4.38). Assumendo un valore della densità dell'aria di 1.25 Kg/m³ si ricava un coefficiente medio di torsione pari a 0.187 del tutto paragonabile con quelli ottenuti dalla sperimentazione sul modello fisso (0.187 - 0.189). Tale risultato è evidenziato in Figura 4.38, con il tracciamento della (3.25). Sempre in Figura 4.38 è riportato l'andamento della risposta torsionale del modello al variare della velocità. Da questa è possibile individuare tre principali regimi di vibrazione. Un primo di Lock-in in cui si ha un drastico incremento della risposta torsionale che poi, all'aumentare della velocità, tende a diminuire compreso nell'intervallo di velocità di 6 - 9 m/s. Un secondo regime di oscillazioni forzate compreso tra i 9 ed i 16 m/s, in tale regime si hanno piccole oscillazioni torsionali. Infine un terzo regime di flutter per velocità maggiori di 16 m/s. In quest'ultimo regime, diversamente dalle attese si è registrata una diminuzione della risposta a partire da un valore della velocità di circa 18 m/s. Questa diminuzione sembra essere imputabile ad un effetto indesiderato di autolimitazione esterno all'aeroelastica della struttura ma facente parte del set-up. Nonostante ciò tale regime è stato definito di flutter in quanto sia le previsioni della velocità critica del modello, sia, come si vedrà in seguito, l'andamento delle frequenze proprie del modello sia le frequenze di distacco dei vortici mostrano un cambiamento tipico del flutter. Per tale motivo di seguito verrà nominato comunque flutter.

L'utilizzo delle misurazioni delle pressioni lungo l'impalcato consente la misurazione della componente istantanea di torsione ed è quindi possibile la valutazione istantanea dei coefficienti aerodinamici. Dalle singole misurazione di pressione delle prese monometriche attraverso una loro combinazione lineare è possibile ricavare la componente torsionale $M(t)$ di eccitazione:

$$M(t) = a \sum_{i=25}^{48} p_i(t) \quad (3.27)$$

Questa combinazione, per la particolare distribuzione delle prese si ottiene per il coefficiente $a=27.5$ cm² costante che rappresenta il prodotto tra la distanza della singola presa dal baricentro della sezione moltiplicata per l'area per unità di lunghezza di influenza

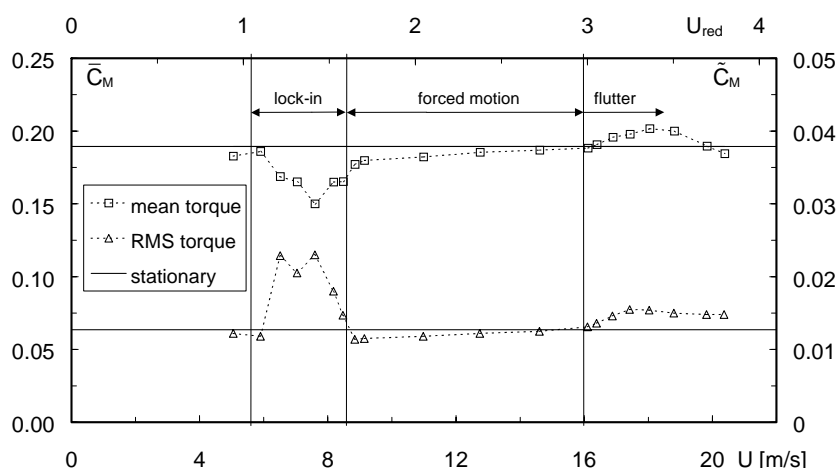


Figura 4.39 Andamento del coefficiente di torsione medio ed RMS al variare della velocità del vento confrontato con il valore misurato dalle prove statiche (linea retta)

della singola presa. Da tale misurazione è possibile per ogni velocità ottenere la misurazione dei coefficienti torsionali medi ed RMS. Questi sono stati riportati insieme alle equivalenti misurazioni effettuate durante le prove statiche in Figura 4.39. Quello che è importante notare è come nel regime forzato di vibrazione i risultati sia in termini di valori medi che RMS siano molto simili a quelli misurati durante le prove statiche a conferma della validità della teoria quasi statica per questo regime di vibrazione. Al contrario negli altri due regimi di vibrazione prima definiti, lock-in e flutter, questa similitudine non è presente. Questo è spiegato dalla non validità per regimi di vibrazione autoeccitati della teoria quasi-statica. In particolare si può osservare come per il regime di lock-in il coefficiente di torsione RMS sia circa il doppio di quello misurato durante le prove statiche. Inoltre associato con questo incremento del valore RMS del coefficiente si riscontra una diminuzione del valore medio del coefficiente di torsione di circa il 20%. In regime di flutter si registra un analogo andamento sia per il valore medio che per quello RMS. L'incremento (decremento per il valore medio) è però più contenuto non per la tipologia di regime di vibrazione bensì a causa dell'indesiderato fenomeno che ha limitato l'ampiezza delle oscillazioni.

Prima di passare all'analisi della risposta in termini di spostamenti verticali, quello che è necessario anticipare, come poi risulterà in seguito, è che per questa particolare sezione, il comportamento è prevalentemente ad un grado di libertà, il torsionale. Il fenomeno di lock-in alla frequenza di oscillazioni verticali, si presenta a velocità del flusso decisamente inferiori (atteso intorno ai 2 m/s) ragion per cui, vista la limitata energia in gioco non è stato inserito nell'intervallo di velocità scelte da sperimentare.

In Figura 4.40 l'andamento del coefficiente medio ed RMS di portanza è riportato rispetto alla velocità del vento ed alla velocità ridotta di portanza. Anche in questo caso si può osservare come l'accordo tra i valori registrati durante le prove statiche ed il regime di oscillazioni forzate sia ottimo, sia in termini di fluttuazioni che di valori medi. Così come per

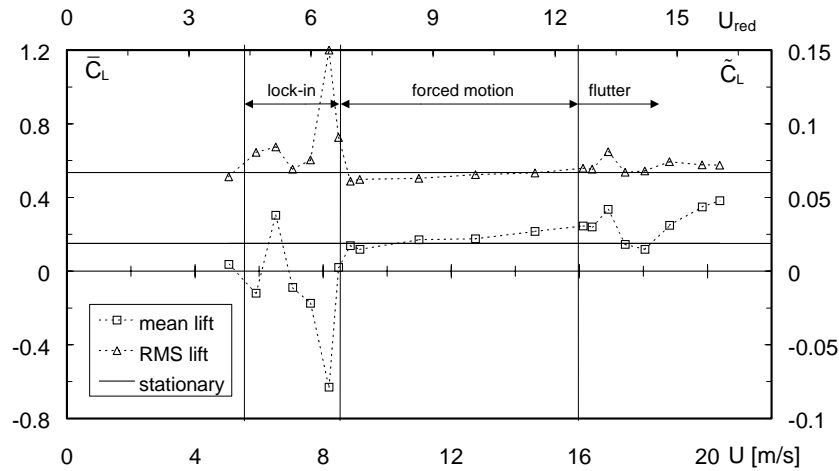


Figura 4.40 Andamento del coefficiente di portanza medio ed RMS al variare della velocità del vento confrontato con il valore misurato dalle prove statiche (linea retta)

la risposta torsionale, anche per quella verticale, sia in regime di lock-in che di flutter, c'è un distacco dai valori misurati durante le prove statiche. In questo caso però la differenza dal valore ottenuto dalle prove statiche è meno marcato. Questo si spiega considerando che entrambi i regimi sono prevalentemente torsionali. Come visto sia per il coefficiente di torsione che per quello di portanza si registra, nei regimi di lock-in e di flutter, una diminuzione del valore medio rispetto a quello delle statiche ed un incremento del valore RMS. Per spiegare questi risultati è necessario considerare che intorno alla sezione da ponte, in questi due regimi si registra un incremento del livello di turbolenza legato ad un più pronunciato fenomeno di distacco e riattacco della vena fluida alla struttura. È necessario inoltre evidenziare come per le misure del coefficiente di portanza, alle velocità ridotte di 5,1, 6,4 e 13,7 siano presenti tre punti che sembrano essere in disaccordo con quanto registrato per altri valori di velocità. Una conferma della possibile presenza di errori di misura nella valutazione del coefficiente aerodinamico di portanza si ha dall'osservazione di Figura 4.41. In tale figure sono riportati gli andamenti medie ed RMS degli spostamenti verticali rispetto alla velocità ed alla velocità ridotta. È inoltre riportato, come fatto per la risposta torsionale del modello, l'andamento della risposta di spostamenti medi valutati secondo:

$$\bar{h} = c_h U^2 = \frac{1}{2} \rho \bar{C}_L \frac{b^2 L}{K_h} U^2 \quad (3.28)$$

in cui $K_h = 5907 \text{ N/m}$ è la rigidezza verticale totale del modello e $C_L(U)$ è il coefficiente di portanza medio misurato alla velocità U . L'accordo tra quanto registrato e quanto previsto è ancora buono fatta eccezione per quei tre punti (due in regime di lock-in ed uno in regime di flutter) alle velocità ridotte prima evidenziate. Questa discrepanza, come anticipato, può essere assunta del probabile errore di misura dei coefficienti di portanza avutosi per quelle velocità. Si deve inoltre osservare come la risposta di portanza non possa essere interpolata con una parabola, e che l'utilizzo del coefficiente aerodinamico di portanza determinato dalle prove statiche, comporta che un errore di previsione degli spostamenti verticali in condizioni di flutter di circa 2.7 volte maggiore di quelli effettivamente registrati. Si può pertanto concludere che anche in casi come questo, in cui la risposta è dominata dalla torsione esiste una sorta di accoppiamento per il quale anche nel grado di libertà dominato si risentono gli effetti della componente auto-eccitata della forzante. Da quanto fin ora osservato si può concludere anche che in regime oscillazione auto-eccitata (sia lock-in che flutter) si ha un cambiamento nelle forze medie (e di conseguenza nella risposte medie) che rende i risultati ottenuti non più prevedibili con la semplice applicazione della teoria quasi-statica.

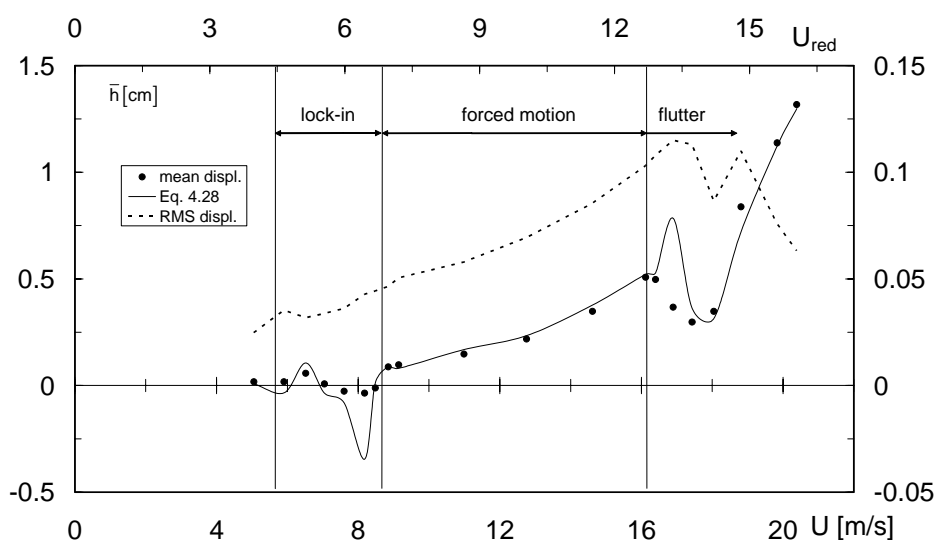


Figura 4.41 Andamento degli spostamenti verticali medi ed RMS del SSB al variare della velocità del vento

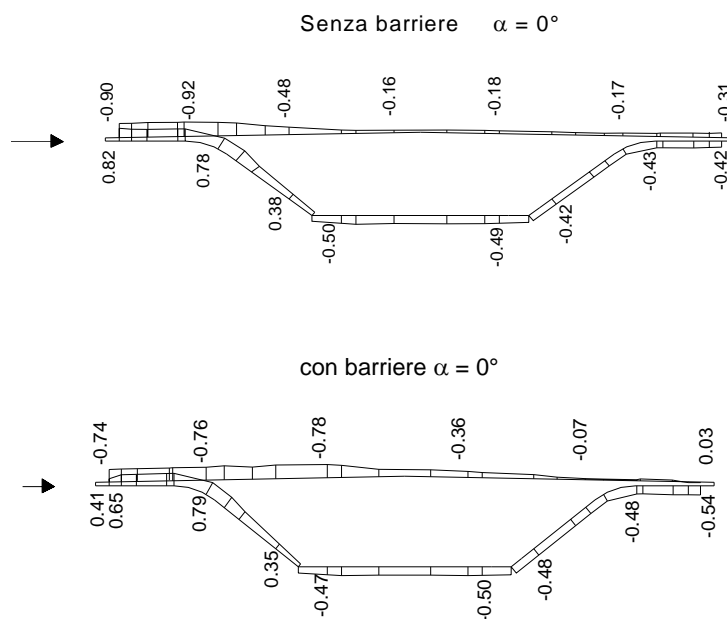


Figura 4.42 Andamento delle pressioni medie dalle prove statiche con e senza barriere

4.5.2. L'andamento delle pressioni lungo la sezione trasversale di un impalcato da ponte scatolare

Sugli impalcato da ponte scatolari, ancor più che per le strutture reticolari, il comportamento aerodinamico è fortemente influenzato dalla forma e dai dettagli quali ad esempio le barriere spartitraffico. A tal proposito, nelle Figura 4.42 e Figura 4.43 sono riportati gli andamenti delle pressioni medie ed RMS misurati sul SSB durante le prove statiche in presenza ed in assenza delle barriere New-Jersey per un angolo di incidenza del vento rispetto alla struttura di 0° . Si può chiaramente osservare come la presenza delle barriere all'estradosso dell'impalcato comporti un cambiamento anche, in termini di pressioni medie, all'intradosso dell'impalcato. Deve altresì essere osservato come in termini di fluttuazioni di pressione osservando la parte in coda dell'impalcato vi sia un drastico aumento (circa per un fattore 2) dei valori registrati sia all'intradosso che all'estradosso dell'impalcato. Un simile fenomeno fa sì che, in presenza delle barriere, a parità di angolo di attacco vi sia un drastico incremento della componente torsionale di eccitazione della struttura.

Dalla osservazione delle pressioni medie lungo l'impalcato per le prove statiche confrontate con l'analoga distribuzione registrata per tre velocità significative dei tre regimi di moto registrati sul SSB (Figura 4.44) è possibile osservare, ancora una volta come la teoria quasi statica cada in difetto in regimi di oscillazioni aeroelastiche. Secondo tale teoria, infatti, la distribuzione delle pressioni medie lungo l'impalcato può essere assunta pari a quella che si avrebbe su di un impalcato fisso con un angolo di incidenza del flusso rispetto all'impalcato pari a quello istantaneo misurato sul corpo libero di vibrare. La velocità di 7.6 m/s è caratteristica del regime di lock-in; quella di 14.6 m/s del regime di oscillazioni forzate; infine quella di 17.4 m/s è caratteristica del regime di flutter. Per il regime di oscillazioni forzate, come era prevedibile, la sopracitata teoria quasi-statica è confermata, quindi la distribuzione delle pressioni medie è confrontabile perfettamente con quella ottenuta dalle prove statiche per un angolo di incidenza pari a 0° (durante le oscillazioni forzate l'angolo di rotazione del modello è di qualche decimo di grado). In questo regime, lungo quasi tutto l'impalcato, si registrano valori negativi delle pressioni medie eccezion fatta per la parte sopravento all'intradosso dell'impalcato che risulta direttamente investita dal flusso e pertanto si hanno delle sovrappressioni. Per il regime di lock-in, la distribuzione delle pressioni medie risulta essere variata rispetto alla condizione osservata dalle prove statiche. In particolare si nota come all'estradosso dell'impalcato risulti una distribuzione di pressioni leggermente positive a partire da circa la mezzeria fino alla parte in coda. Questo significa che il punto di riattacco della vena fluida, in tale regime, si sia spostato sopravento rispetto al regime di oscillazioni forzate (o prove statiche). Nella parte inferiore dell'impalcato sopravento si registrano di contro delle diminuzioni delle pressioni positive ed un incremento deciso (più di due volte) della depressione a valle del punto di distacco della vena fluida e comunque tutta la zona

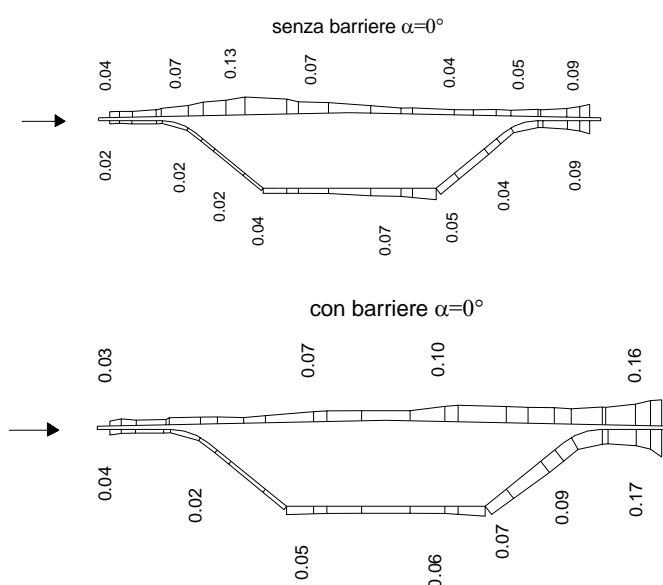


Figura 4.43 Andamento delle pressioni RMS per le prove statiche con e senza barriere

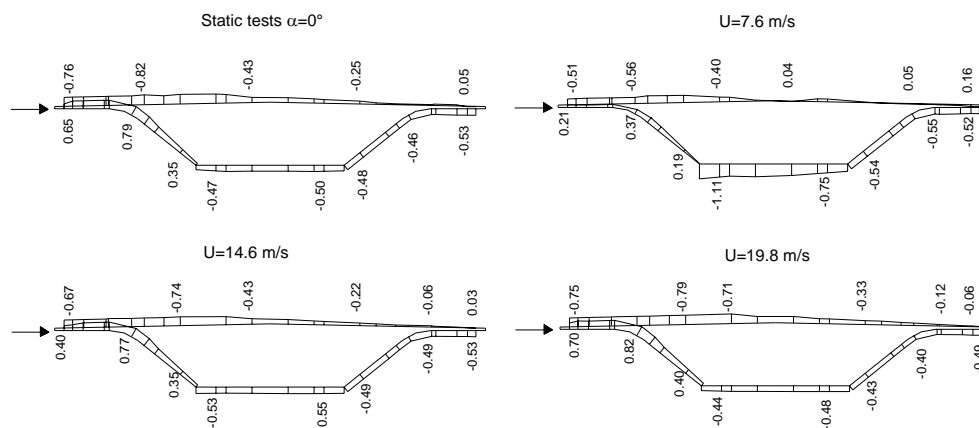


Figura 4.44 Andamento delle pressioni medie per i tre regimi di oscillazione e per le prove statiche

all'intradosso in zona di flusso distaccato presenta valori maggiori rispetto a quanto osservato dalle prove statiche e dal regime di oscillazioni forzate. In condizioni di flutter si registrano delle differenze rispetto a quanto visto durante le prove statiche ed in regime di oscillazioni forzate ma non sono molto marcate in quanto, come precedentemente evidenziato, si è innescato un fenomeno di autolimitazione delle oscillazioni indesiderato che ha condizionato le misurazioni in tale regime.

In Figura 4.45, per le stesse configurazioni analizzate alla Figura 4.44, sono riportati gli andamenti delle fluttuazioni di pressioni. Al solito, per il regime di oscillazioni forzate la distribuzione delle fluttuazioni di pressioni è simile a quella registrata durante le prove statiche. In particolare bisogna evidenziare, com'era atteso, che le fluttuazioni di pressioni aumentano, sia all'estradosso che all'intradosso verso la parte in coda dell'impalcato. Questo è indicativo di come l'eccitazione, per questo regime, derivi da tale zona dell'impalcato. Per il regime di lock-in ($U=7.6$ m/s) le fluttuazioni di pressioni sono, lungo tutto l'impalcato maggiori che per il regime di oscillazioni forzate. Un simile incremento è indicativo del fatto che in tale regime, venendo l'eccitazione della struttura da una condizione autoeccitata, e quindi dall'oscillazione della struttura stessa, l'intero impalcato contribuisce all'eccitazione del modello. In particolare si vede come in corrispondenza delle barriere centrali vi sia un incremento delle fluttuazioni più marcato (0.30 contro 0.10 delle prove statiche). Questo evidenzia pertanto come le barriere in tale zona condizionino il riattacco della vena fluida che si manifesta appunto con incrementi delle fluttuazioni di pressione. Per quanto attiene alla condizione di flutter ($U=17.4$ m/s) le fluttuazioni di pressione sono incrementate rispetto alla condizione di modello fisso ma la loro distribuzione, pur presentando un incremento in particolare intorno alla posizione delle barriere centrali, non è così marcato sempre a causa della limitazione della ampiezza delle vibrazioni.

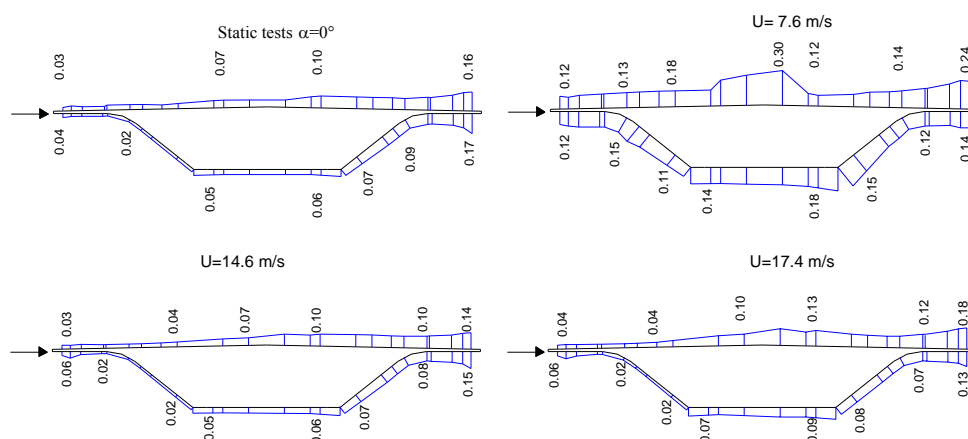


Figura 4.45 Andamento delle pressioni RMS per i tre regimi di oscillazione e per le prove statiche

Per completare lo studio della distribuzione di pressione lungo la sezione trasversale al variare del regime di oscillazione, è necessario uno studio della coerenza delle pressioni con la componente torsionale frequenza di vibrazione. Infatti le fluttuazioni di pressione al fine di contribuire all'eccitazione torsionale, in questo caso, non solo devono avere un elevato contenuto energetico, ma anche devono essere coerenti con le fluttuazioni torsionali. In Figura 4.46 è riportata la coerenza per le prove statiche e per le dinamiche. Si vede come per le prime non sia sempre coerente, mentre per le prove dinamiche si abbia un pieno livello di coerenza per tutte le velocità considerate.

4.5.3. Il comportamento aeroelastico degli impalcati da ponte a sezione scatolare

Per una completa comprensione del comportamento aeroelastico di un impalcato da ponte, oltre allo studio della distribuzione delle pressioni medie e RMS, è necessario che si svolga uno studio delle forzanti e della risposta anche nel dominio delle frequenze. In Figura 4.47 è

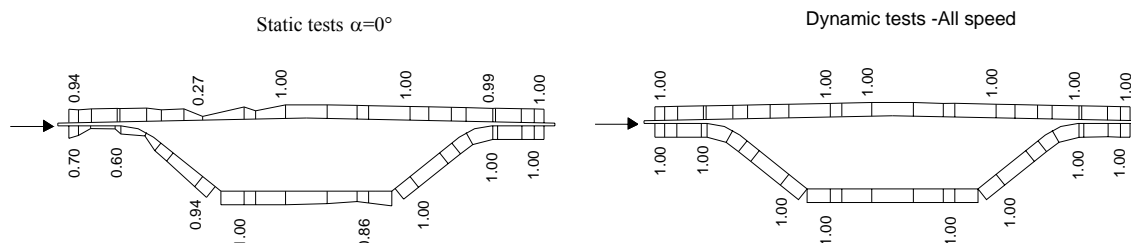


Figura 4.46 Andamento delle coerenza delle pressioni e della torsione per le prove statiche e per quelle dinamiche

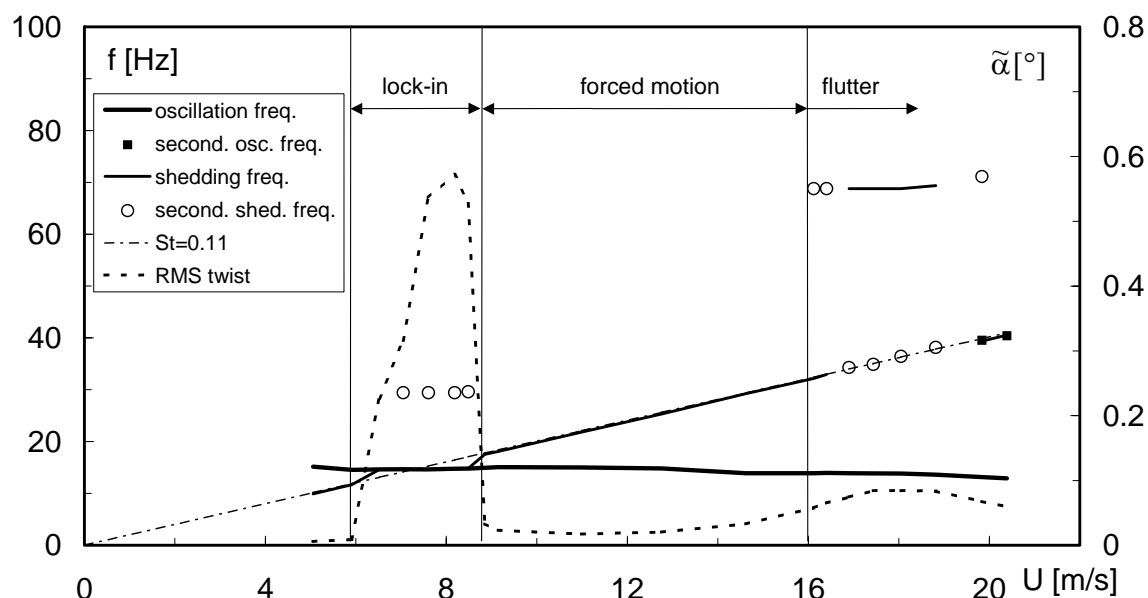


Figura 4.47 Andamento della frequenza di oscillazione torsionale e di distacco al variare della velocità

riportato l'andamento delle frequenze di oscillazione torsionale del modello e delle differenti frequenze di eccitazione al variare della velocità del flusso. La determinazione delle frequenze di eccitazione è stata effettuata attraverso lo studio delle funzioni densità spettrali di potenza (PSD) della componente di torsione. Si osserva subito come in regime di lock-in la frequenza di distacco dei vortici si “blocchi” alla frequenza di 14.7 Hz, che rappresenta esattamente la frequenza propria torsionale del modello. Si nota anche come in tale regione un picco secondario si presenti ad una frequenza di 29.4 Hz che rappresenta la prima armonica della frequenza di distacco per tutta la regione di lock-in. Nella regione delle oscillazioni forzate, la principale frequenza di eccitazione è proporzionale alla velocità ed è possibile ricavare da tale regione il valore del numero di Strouhal per tale sezione che è di 0.11 (se riferito all'altezza dell'impalcato). Per velocità del flusso maggiori di 16 m/s compare una frequenza di eccitazione torsionale ad una frequenza di 68.8 Hz. A tale frequenza all'aumentare della velocità aumenta il contenuto energetico ad essa associata. Nell'intervallo compreso tra 16,5 e 19,3 m/s, in particolare, a tale frequenza è concentrato il principale contributo energetico. All'aumentare ancora della velocità del vento si ha che la principale frequenza di eccitazione torna ad essere quella di Strouhal, ed a 68.8 Hz, è presente unicamente un picco secondario. Dalla curva delle frequenze proprie di oscillazioni torsionali si vede come tale frequenza si mantenga praticamente costante per i regimi di lock-in e di oscillazioni forzate mentre tende leggermente a diminuire nella regione di flutter. Un simile comportamento è classico di tali regioni. Bisogna inoltre evidenziare come per velocità maggiori di 19.3 m/s sia possibile rilevare dagli spettri della risposta torsionale un picco secondario concentrato alla frequenza di Strouhal.

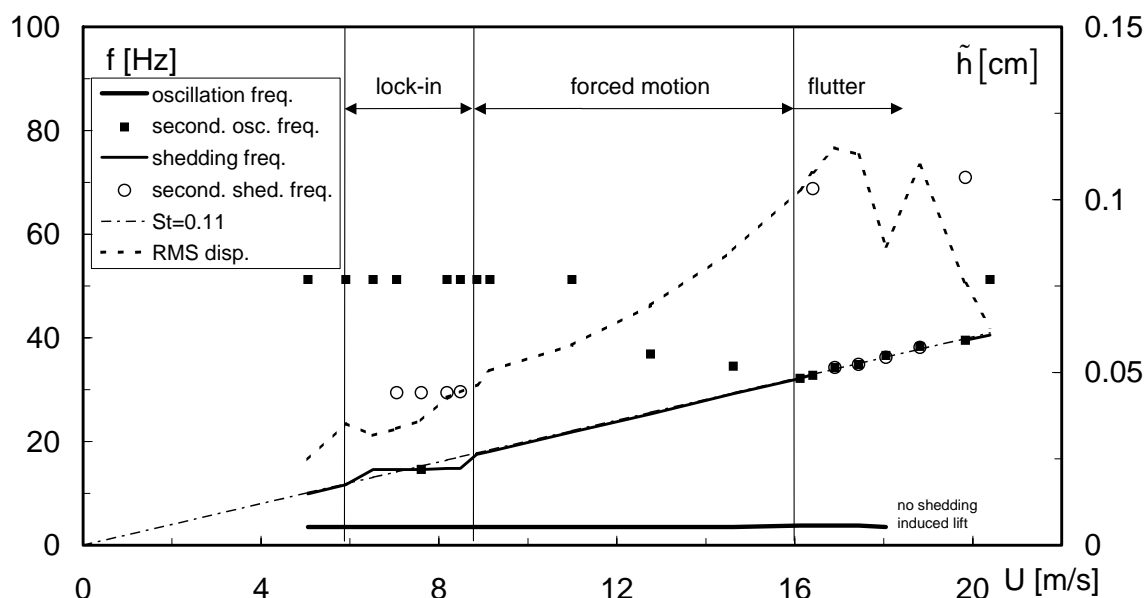


Figura 4.48 Andamento della frequenza di oscillazione verticale e di distacco al variare della velocità

In Figura 4.48 uno studio analogo è riportato ma in questo caso per la componente di spostamenti verticali e per la portanza. È possibile notare come, dalla curva della risposta di spostamenti verticali a partire da 18 m/s non sia possibile più individuare una frequenza di oscillazione verticale. Un simile risultato è sintomatico che la struttura stia vibrando alla sola frequenza torsionale, questo in accordo con il fatto che secondo la formulazione riportata in [80] per il SSB 18.5 m/s è la velocità critica di flutter.

In Figura 4.49 le funzioni densità spettrali di potenza per la componente torsionale sono riportate rispetto alla frequenza ridotta per le tre velocità caratteristiche dei tre regimi fin ora utilizzate. Si può vedere come per la condizione di lock-in il distacco dei vortici è guidato dalle oscillazioni torsionali della struttura e pertanto la sua frequenza coincide proprio con la frequenza torsionale del sistema. È inoltre visibile un picco alla prima armonica di tale frequenza con un contenuto energetico però decisamente più contenuto. Per $U = 14.6$ m/s, lo spettro presenta un solo picco, alla frequenza di Strouhal, ma l'energia associata a tale meccanismo è inferiore a quella del lock-in (picco circa 100 volte più basso di quello principale nel precedente regime). Infine per $U = 17.4$ m/s, il picco principale è ad una frequenza ridotta di 1.43 e presenta un contenuto energetico paragonabile a quello del lock-in; compare inoltre un picco secondario alla frequenza di Strouhal ma anche in questo caso l'energia associata a tale frequenza è inferiore. In generale è anche interessante notare come gli spettri associati a componenti autoeccitate alla frequenza principale presentino un picco stretto caratteristico di questi tipi di meccanismi aeroelastici.

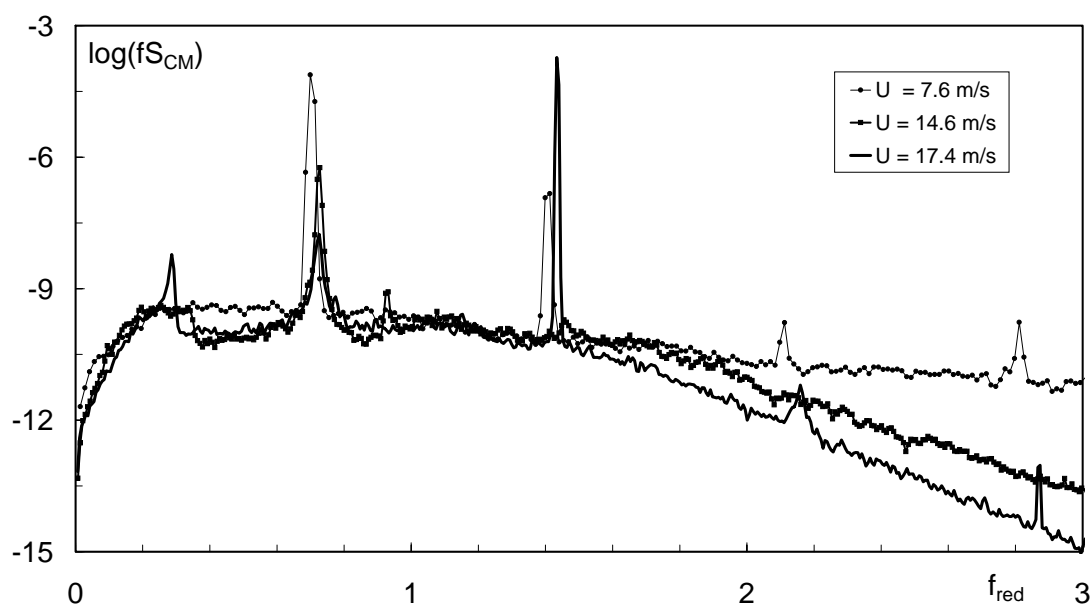


Figura 4.49 Andamento della PSD per la componente di torsione in tre diversi regimi di oscillazione

Per completare lo studio nel dominio delle frequenze delle componenti di eccitazione di una struttura da ponte, in Figura 4.50 sono riportate per ciascuna velocità e per le prove statiche le funzioni densità spettrali di potenza di tre prese significative lungo l'impalcato. Si può osservare come per la presa sopravento (#25) l'energia in gioco, come per la componente di torsione, è concentrata rispettivamente alle frequenze di vibrazione torsionale, di distacco dei vortici e di flutter rispettivamente per i regimi di lock-in, di oscillazioni forzate e di flutter. Per le prese sottovento (#12 e #24) si registra la stessa distribuzione dell'energia, ma per queste un maggiore contenuto di rumore risulta essere presente in tutto l'intervallo di frequenze osservato.

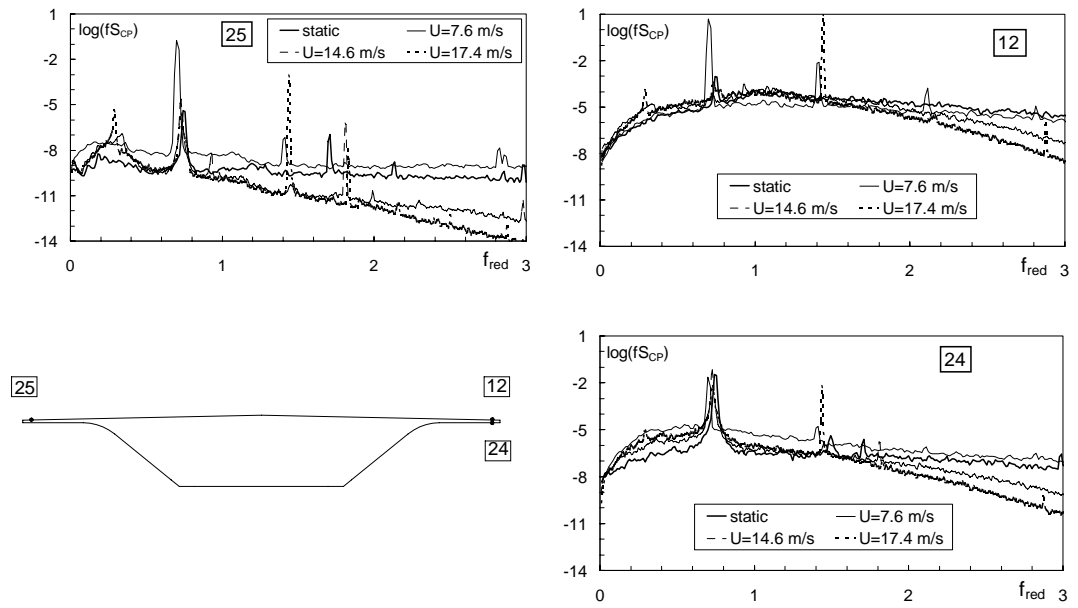


Figura 4.50 Funzione PSD per tre prese significative e per i tre regimi di vibrazione confrontati con le statiche

5 Decomposizione ortogonale delle pressioni da vento su di un impalcato da ponte

5.1. INTRODUZIONE

L'azione dinamica indotta dal vento sulle strutture è il risultato di una distribuzione di fluttuazioni di pressione lungo la struttura. In tal modo, a seconda quindi dell'interazione flusso struttura e del conseguente andamento delle fluttuazioni di pressione sulla stessa, si individuano diversi comportamenti strutturali e quindi diverse entità delle forzanti. Di solito quindi lo studio delle pressioni è condotto attraverso la discretizzazione della struttura in un numero finito di superfici ciascuna delle quali caratterizzata dall'andamento della pressione in un punto caratteristico della superficie stessa. Quindi nell'ambito della sperimentazione i modelli vengono solitamente studiati distribuendo su di essi un numero finito di prese manometriche in grado di misurare le fluttuazioni di pressione. Queste vengono studiate come un processo aleatorio multivariato, la cui conoscenza delle statistiche e delle caratteristiche spettrali consente di interpretare i meccanismi globali di eccitazione e le caratteristiche della risposta dinamica.

La complessità dei meccanismi di eccitazione e la presenza di diverse cause che portano a determinare lo stato di eccitazione di una struttura e la sua conseguente risposta, sono tutte allo stesso tempo inglobate in un'unica misurazione di pressione di ciascuna presa. Quindi una volta avuta una caratterizzazione della distribuzione totale di pressione è difficile individuare il contributo di ciascuna causa all'eccitazione globale della struttura. Nel caso in cui l'eccitazione è legata ad un sistema di cause indipendenti tra loro è necessario capire se sia possibile decomporre il campo di pressione in un sistema di campi parziali di pressione indipendenti tra loro e ciascuno indipendente l'uno dall'altro ed associato ad un differente

meccanismo di eccitazione.

Nell'ultima decade oramai diversi ricercatori, nell'ambito dell'ingegneria del vento, hanno utilizzato la decomposizione ortogonale (Proper Orthogonal Decomposition) ai carichi da vento al fine di proiettare il sistema di pressioni in uno spazio di processi non correlati. In particolare quando si ha un processo aleatorio n -variato attraverso la POD si ottiene un sistema di n processi non correlati.

La decomposizione ortogonale di solito è applicata attraverso la matrice di covarianza (CPT) o attraverso la funzione di densità spettrale di potenza (SPT). Le due metodologie sono, ovviamente, simili tra loro. la differenza sostanziale risiede nella dipendenza funzionale degli autovettori e degli autovalori della SPT dalla frequenza. Questo onere aggiuntivo, nell'applicazione della *Spectral Proper Transformation*, come si vedrà in seguito, consente di contro di poter investigare per ogni frequenza, ovvero quindi per ogni meccanismo di eccitazione, quale sia il reale meccanismo dominante per ogni fissata frequenza.

Delle due metodologie, precedentemente specificate, la CPT viene principalmente usata nell'ambito dell'ingegneria del vento. Uno studio dei carichi da vento è stato condotto in [33] utilizzando questa tecnica per lo studio delle pressioni su di un edificio alto ed hanno ritrovato che un numero limitato di modi è in grado di riprodurre la forzante, e che con tale numero di modi è quindi determinare con buona approssimazione la risposta. Tamura et al [70] hanno applicato la CPT ad un edificio basso in particolare hanno studiato la correlazione tra i modi e le caratteristiche della turbolenza incidente ritrovando che tale correlazione esiste. In [72] è stato riscontrato che la presenza della media in qualche modo inficia la connessione esistente tra i meccanismi di eccitazione ed i modi di covarianza, osservando, inoltre che, la CPT deve essere supportata da una conoscenza aprioristica del fenomeno. Baker [2] ha applicato la decomposizione ad una serie di misurazioni al vero delle pressioni di una parete. Anche in questo caso è stata ritrovata una corrispondenza tra i modi della matrice di covarianza e le cause di eccitazione. In [3] sulla stessa struttura utilizzata in [2] è stata, tra l'altro, studiata l'influenza dell'angolo di incidenza sui modi della CPT. E' stato ritrovato che alterando l'angolo di incidenza le fluttuazioni di pressione i modi CPT vengono anche essi influenzati. In [6] è stata applicata la CPT ad una copertura ed ad una copertura combinata con una parete. Nel primo caso è stato ritrovato che il primo modo corrisponde alla varianza delle fluttuazioni di pressione, mentre il secondo modo è collegato alla variazione delle pressioni medie al variare dell'angolo di incidenza. Anche nel caso della copertura con una parete, una simile corrispondenza è stata trovata. In [29] è stato osservato come la distribuzione delle prese manometriche influenzi i modi della CPT. Holmes in [27] ha trovato, invece, applicando la CPT a diversi modelli di edifici bassi che non esiste una chiara corrispondenza tra i modi CPT ed i meccanismi di eccitazione.

5.2. DECOMPOSIZIONE ORTOGONALE ATTRAVERSO LA MATRICE DI COVARIANZA

Di seguito si riportano semplicemente a titolo informativo, alcuni semplici passaggi analitici alla base dell'applicazione della CPT ai campi di pressione [68]. Una sì fatta trattazione è legata alla non volontà in questa tesi di sviluppare la trattazione rigorosa della parte analitica presente della suddetta metodologia.

L'applicazione della CPT ad un campo di pressioni su di una struttura equivale a determinare la soluzione non banale della equazione omogenea [59]

$$(\mathbf{C}_{C_p} - \lambda_i \mathbf{I})\phi_i = 0 \quad (3.29)$$

in cui \mathbf{I} è la matrice identica, e λ_i e ϕ_i sono rispettivamente lo i -simo autovalore ed il corrispondente autovettore, \mathbf{C}_{C_p} è la matrice di covarianza del processo n -variato correlato

$$\mathbf{C}_p(t) = \frac{1}{1/2 \rho U^2} [p_1(t) \dots p_i(t) \dots p_n(t)]^T \quad (3.30)$$

in cui ciascuna componente rappresenta il valore istantaneo dei coefficienti di pressione nel i -simo punto della struttura.

$$\mathbf{C}_{C_p} = \Phi \Lambda \Phi^T = \sum_i \phi_i \phi_i^T \lambda_i \quad (3.31)$$

in cui Λ è la matrice diagonale degli autovalori λ_i e Φ è la matrice le cui colonne sono gli autovettori ϕ_i . Quindi le serie temporali dei processi multivariati correlati dei coefficienti di pressione possono essere espressi come una combinazione lineare di processi monovariati non correlati $x_i(t)$:

$$\mathbf{C}_p(t) = \Phi \mathbf{x}(t) = \sum_{i=1}^N \phi_i x_i(t) \quad (3.32)$$

in cui $\mathbf{x}(t)$ è l'immagine del processo $\mathbf{C}_p(t)$ nello spazio degli autovettori, e la sua matrice di covarianza coincide con la matrice diagonale degli autovalori Λ .

5.2.1. La CPT su di un impalcato da ponte

La CPT è stata applicata alle misurazioni di pressione effettuate sul modello sezione del *Sunshine Skyway Bridge* (SSB) presso il laboratorio BLWTL dell'University of Western Ontario, London Canada. In tale sede diverse serie di prove sono state condotte al fine di investigare la correlazione tra le distribuzioni di pressione e le forze aeroelastiche agenti sul modello sezione. I risultati dettagliati sono stati riportati in maniera dettagliata nel precedente capitolo. In questa sede si limiterà la descrizione della parte di prove e di strumentazione utilizzata nell'ambito dell'applicazione della decomposizione ortogonale.

Sono state condotte prove sia su modello fisso che sul modello libero di vibrare. In entrambi i casi due file di prese manometriche poste a cavallo della mezzera del modello ed ad una distanza di 2 cm ciascuna con 24 prese manometriche (Figura 5.51). Il numero di

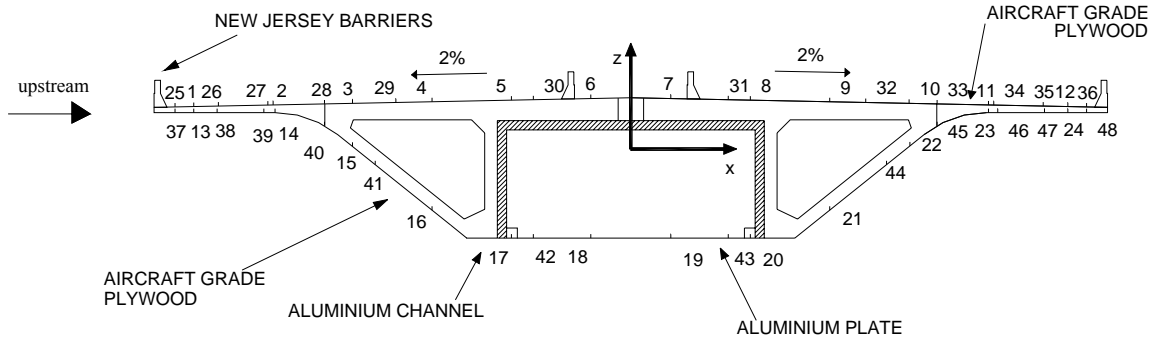


Figura 5.51 Modello sezione del SSB con la distribuzione delle prese manometriche

Strouhal relativo alla dimensione trasversale al flusso ($h=5.3$ cm) è di 0.11; le frequenze di vibrazione torsionale e verticale sono rispettivamente 14.8 e 3.6 Hz. Nell'analisi delle prove dinamiche del SSB sono stati individuati tre principali regimi di vibrazione: un primo di *Lock-in* (velocità U comprese tra 6 e 9 m/s), un secondo di oscillazioni forzate (U tra i 9 ed 16 m/s) ed infine un terzo di *Flutter* (U maggiore di 16 m/s) (Figura 5.52).

Un primo risultato dell'applicazione della CPT ai coefficienti di pressione si può vedere attraverso la ricostruzione dei segnali delle prese manometriche attraverso un numero limitato di modi. Tale procedimento è tradotto analiticamente dalla seguente formulazione:

$$\mathbf{x}(t) = \mathbf{\Phi}^T \mathbf{C}_p(t) \quad (3.33)$$

dove $\mathbf{x}(t)$ è la serie temporale delle coordinate principali dai modi di covarianza, e $\mathbf{C}_p(t)$ è il vettore 48×1 dei coefficienti di pressione istantanei nelle 48 prese manometriche all'istante t , e $\mathbf{\Phi}$ è la matrice 48×48 degli autovettori della matrice di covarianza. Da tale serie temporale i coefficienti di pressione possono essere ricostruiti usando il solo modo i -simo

$$C_{pi}(t) = \phi_i x_i(t) \quad (3.34)$$

od utilizzando i primi n modi

$$\mathbf{C}_{pn}(t) = \mathbf{\Phi}_n \mathbf{x}_n(t) \quad (3.35)$$

in cui $\phi_n = [\phi_1 \dots \phi_i \dots \phi_n]$, ed $\mathbf{x}_n(t)$ è $n \times 1$ vettore contenente le prime n coordinate principali all'istante t . da tale ricostruzione possono quindi essere ottenuti i coefficienti aerodinamici di portanza e torsione. In Figura 5.54 sono riportati i contributi dei primi 6 modi e della somma dei rimanenti al variare dei coefficienti di torsione (colonna sinistra); nella colonna di destra invece è riportata la forma modale del primo modo.

Il tutto è stato riportato per tre differenti velocità ciascuna rappresentativa di uno dei tre modi di vibrare del modello. Da tali risultati è possibile vedere come il primo solo modo riesca a dare un contributo valutabile in circa il 60% a ciascuna velocità della energia totale

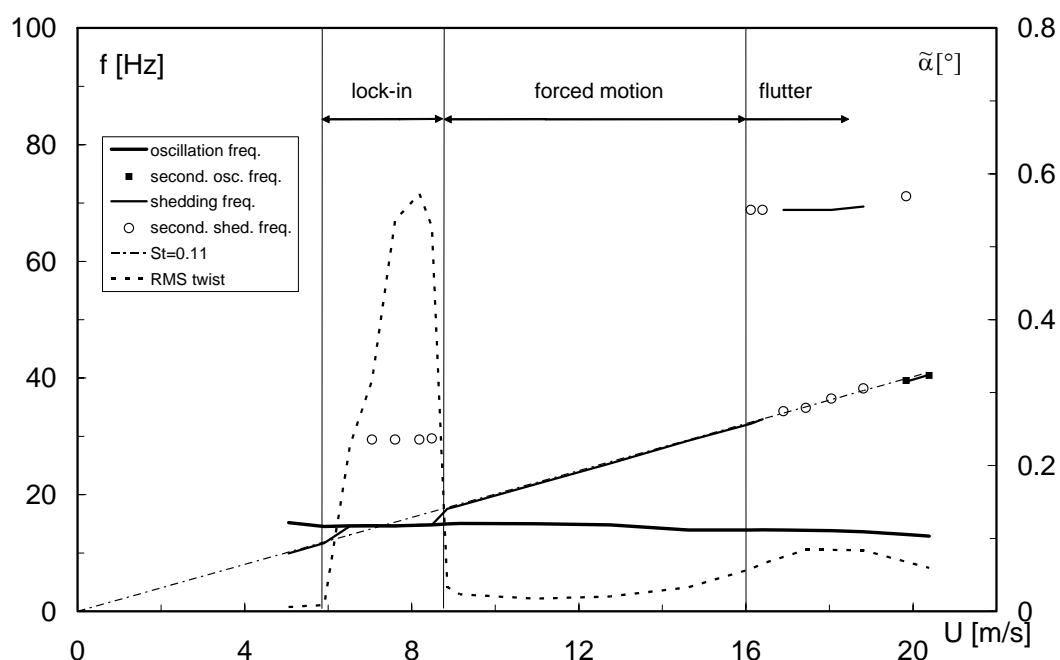


Figura 5.52 Andamento delle frequenze di risposta al variare della velocità del flusso

associata a ciascun meccanismo di eccitazione per ciascuna velocità. Si può vedere inoltre come il contributo cumulato dei restanti modi sia valutabile tra il 6 e 8%.

Dalla Figura 5.55 alla Figura 5.57 sono plottati gli andamenti delle funzioni densità spettrali di potenza ed alcuni campioni di serie temporali, confrontati ogni volta con il segnale completo di riferimento, per le tre velocità assunte come caratteristiche dei regimi di vibrazione del modello del SSB. Nella Figura 5.55, alla velocità di 14.6m/s caratteristica del regime di moto forzato, si vede il contributo dei singoli primi tre modi (prime tre righe della figura) e poi il contributo cumulato di essi. Quello che si deve evidenziare è che la maggior parte dell'energia è concentrata intorno ai 30 Hz che corrisponde alla frequenza di Strouhal con il primo modo che contribuisce per il 74% alla ricostruzione del segnale del coefficiente di torsione. È ancora da evidenziare come anche il secondo modo sia associato alla stessa frequenza del primo. Questo però presenta un contenuto energetico inferiore rispetto a quello corrispondente al primo modo (circa il 2% dell'eccitazione totale contro oltre il 70% del primo modo); Dallo studio della forma modale, inoltre sembra risultare che entrambi siano associati a fluttuazioni di pressione concentrate prevalentemente sulla parte in coda dell'impalcato (Figura 5.53). Da quanto riportato, associato allo studio delle serie temporali e degli spettri di potenza (Figura 5.55), si evince che i primi due modi rappresentano la stesso meccanismo di eccitazione (distacco dei vortici) ma di questo ne rappresentano la componente in fase e quella fuori fase di tale componente (fuori fase pari a $\pi/2$).

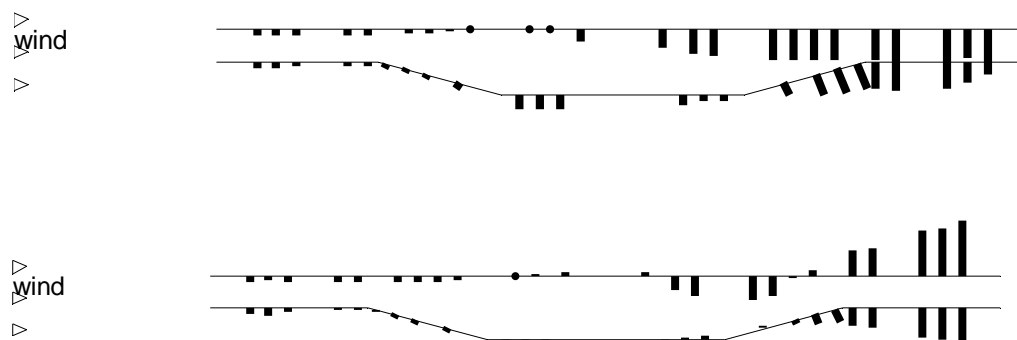


Figura 5.53 Andamento del primo e secondo modo per la $U=14.6$ m/s

Quello che quindi si conclude è che i due modi possono rappresentare la componente in fase e quella fuori fase dell'eccitazione da distacco. Il contributo del secondo modo è dell'ordine del 2% alla fluttuazione totale.

In Figura 5.56 sono plottati gli andamenti PSD e dei campioni di serie temporali dei coefficienti di torsione alla velocità $U=7.6$ m/s corrispondente al regime di *lock-in* torsionale. Come si osserva dalle funzioni di densità spettrale di potenza la maggior parte dell'energia è concentrata alla frequenza propria torsionale (14.8 Hz); è inoltre presente un secondo picco di energia in corrispondenza della prima armonica (29.6 Hz).

Nelle prime due righe della figura sono riportati i contributi separati rispettivamente del primo e del secondo modo. Entrambi i modi agiscono alla frequenza principale di eccitazione. Si vede come tali modi siano in grado, considerando il contributo cumulato, di coprire il 96% dell'energia totale presente in corrispondenza della frequenza torsionale (76% se si prende in considerazione l'intero intervallo di frequenza). Anche a questa velocità, come nel caso del regime di oscillazioni forzate analizzato in precedenza, si osserva che i primi due modi presentano una fase pari a $\pi/2$, rappresentando quindi la componente in fase e quella fuori fase dello stesso meccanismo di eccitazione. Nella quarta riga della figura è riportato il contributo cumulato dei modi 3-6. si può osservare come il loro contributo sia principalmente concentrato alla prima armonica, contribuendo al 37% dell'energia presente intorno a tale frequenza (20% considerando l'intero intervallo di frequenze investigato). Infine nella quinta riga è riportato il contributo cumulato dei primi sei modi. Si osserva che i modi contribuiscono per l'88% dell'intera meccanismo di eccitazione a tale velocità. (96% del energia legata al principale meccanismo di eccitazione e 79% della prima armonica).

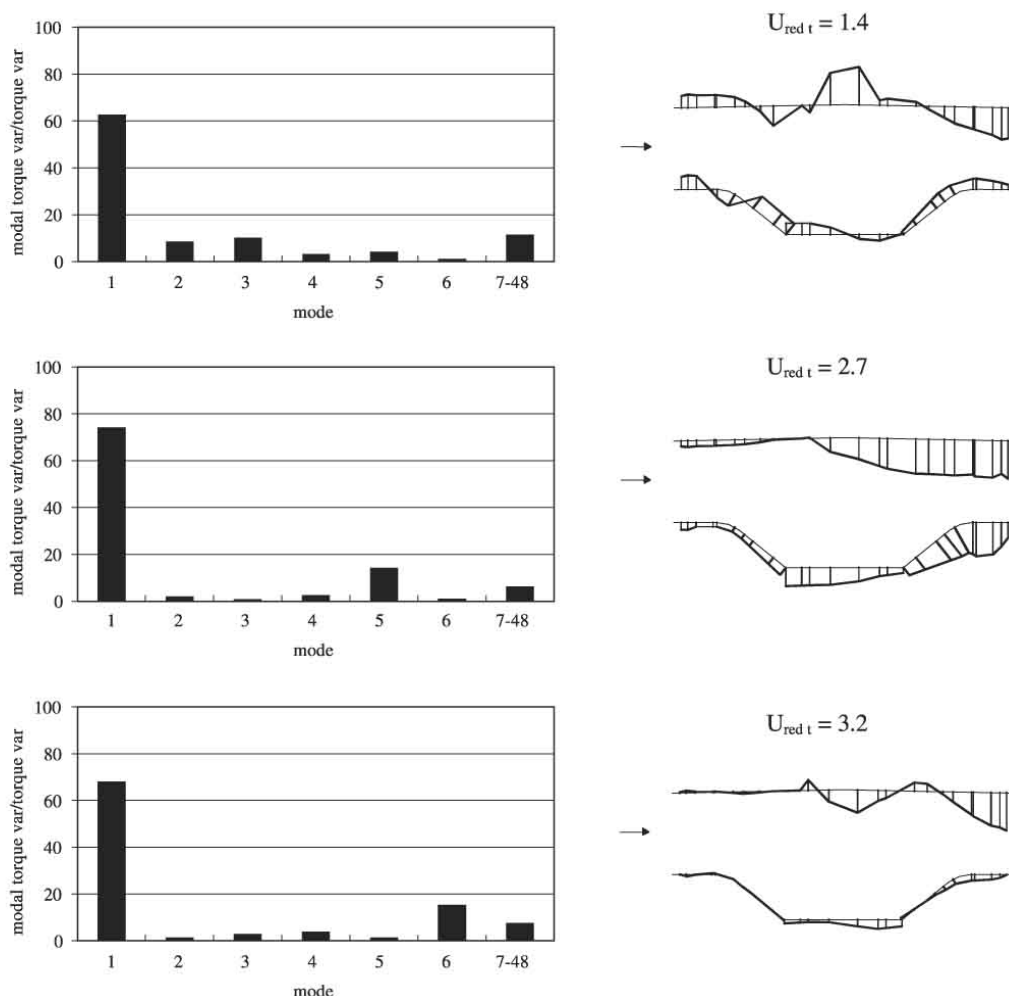


Figura 5.54 Andamento dei primi sei modi di covarianza dei coefficienti di torsione ed i primi modi di covarianza per le tre velocità caratteristiche.

Analogamente a quanto plottato per il regime di oscillazioni forzate e per il regime di *lock-in*, anche per il *flutter* sono stati riportati gli andamenti delle funzioni densità spettrali di potenza e dei campioni di serie temporali dell'intero segnale e di quello costruito utilizzando un numero limitato di modi [Figura 5.57]. Dall'analisi del segnale completo si individuano tre principali meccanismi di eccitazione: un primo di flutter, un secondo legato strettamente al distacco dei vortici (frequenza di Strouhal) ed un terzo legato alla oscillazione torsionale del modello. Dallo studio degli spettri si evince come i modi uno e tre siano centrati alla frequenza di flutter (68Hz), con anche un lieve contributo alla frequenza di Strouhal ed alla frequenza di vibrazione torsionale. Cumulando tali due modi si vede come questi contribuiscano al 96% dell'energia legata al meccanismo di flutter (67% se si considera l'intera energia presente a tale velocità).

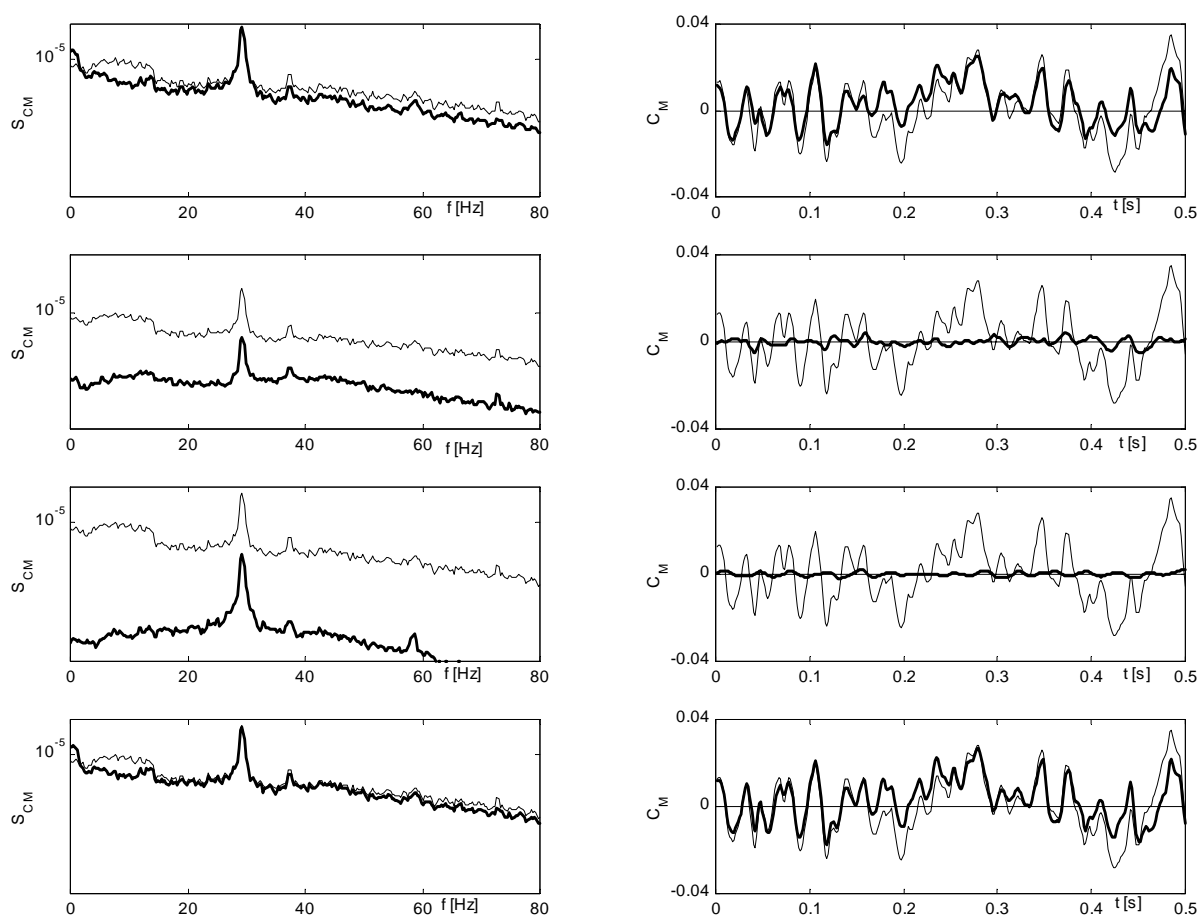


Figura 5.55 $U=14.6$ m/s: PSD e campioni di serie temporali del coefficiente di torsione del segnale originale (linea sottile) confrontato con quello ricostruito dal (a) 1° modo, (b) 2° modo, (c) 3° modo, (d) modi cumulati dal primo al terzo

Inoltre, come rilevato nei casi precedenti si vede come i modi fin ora considerati, presentino una fase di $\pi/2$. I modi due e cinque (riportati alla terza riga della Figura 5.57 come cumulati) sono principalmente legati all'energia connessa con il meccanismo di distacco dei vortici (frequenza di Strouhal) ricoprendo per tale meccanismo il 18% dell'energia (3% del totale). I modi quattro e sei (riportati cumulati nella quarta riga) riproducono il 36% dell'energia legata alla frequenza di oscillazione torsionale (23 se si considera l'intero meccanismo di eccitazione). Infine considerando la ricostruzione del segnale utilizzando i primi sei modi cumulati si ottiene una ricostruzione dell'intero meccanismo di eccitazione per il 92%.

5.3. DECOMPOSIZIONE ORTOGONALE ATTRAVERSO LA MATRICE DI DENSITÀ SPETTRALE DI POTENZA

L'applicazione della decomposizione ortogonale attraverso la matrice densità spettrale di potenza restituisce come risultati autovalori reali e funzione della frequenza ed autovettori

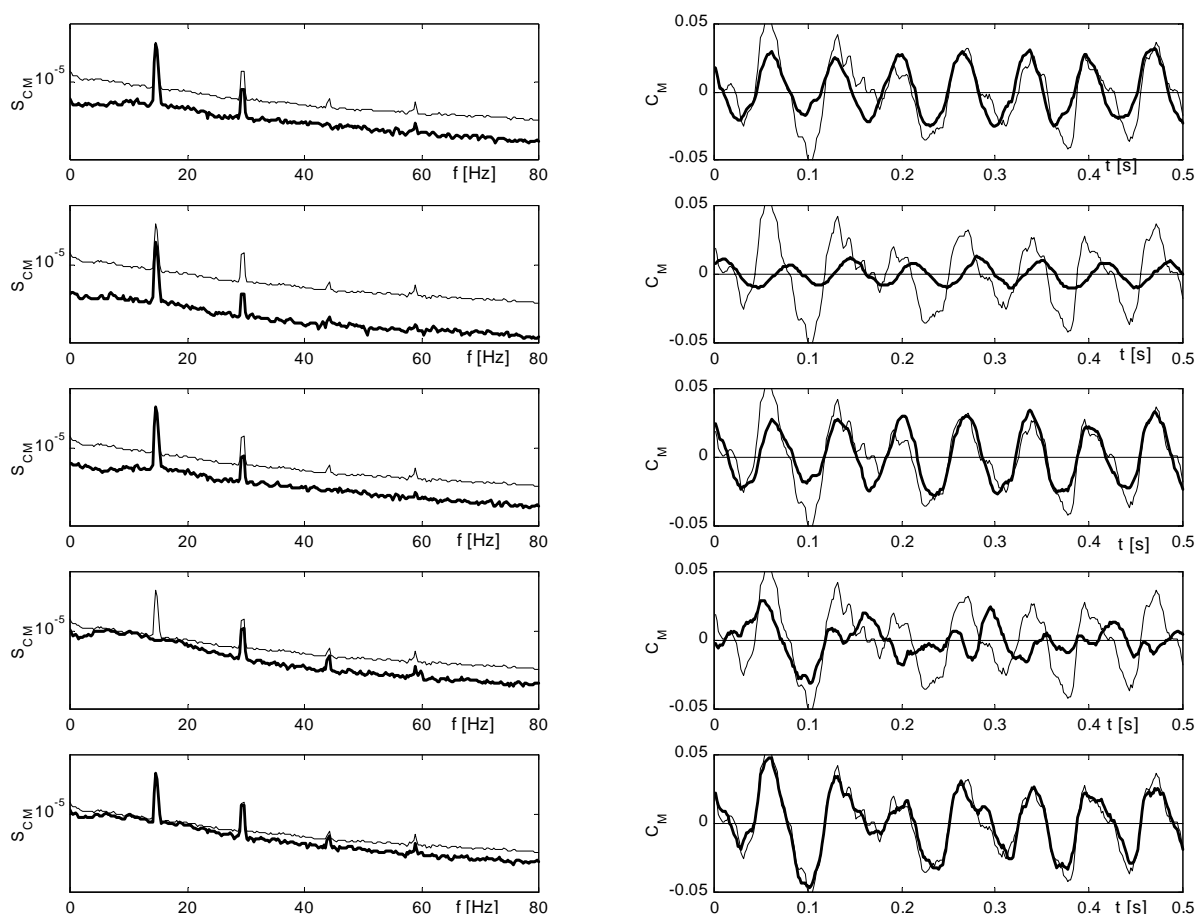


Figura 5.56 $U=7.6$ m/s: PSD e campioni di serie temporali del coefficiente di torsione dal segnale originale (linea sottile) confrontato con quello ricostruito da: (a) 1° modo, (b) 2° modo, (c) cumulati 1° e 2°, (d) cumulati da 3° a 6°, (e) cumulati da 1° a 6°

immaginari ed anche essi dipendenti dalla frequenza. Per la complessità dell'autovettore si ha che l'analisi semplice dell'ampiezza dell'autovettore comporta che l'interpretazione della forma modale che ne deriva può essere errata. Infatti a causa del valore della fase, la forma modale può variare e quindi essere associata ad un diverso meccanismo di eccitazione. Inoltre, variando autovettori ed autovalori con la frequenza, si desume che per ogni frequenza allo i -simo autovalore è associato un meccanismo diverso di quello associato al medesimo autovalore ma ad una diversa frequenza.

Di conseguenza di seguito si farà riferimento a due distinte classificazioni delle forme modali. Una prima classificazione è basata sull'ordine dell'autovalore per ciascuna frequenza (classificazione standard) per cui il “modo 1” è quello a cui, per ciascuna frequenza, è associato il valore maggiore dell'autovalore, il “modo2” quello a cui è associato il secondo più grande autovalore e così in avanti.

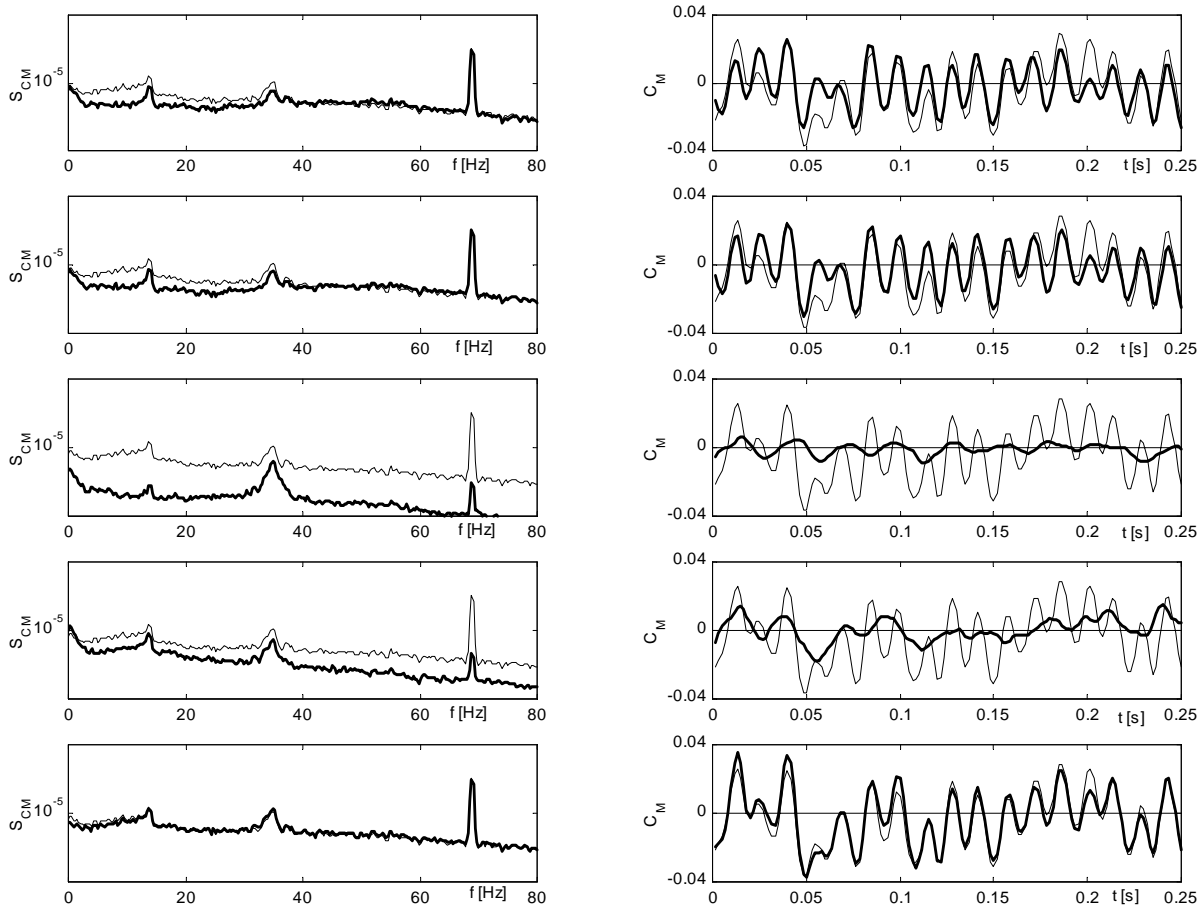


Figura 5.57 $U=17.4$ m/s: PSD e campioni di serie temporali del coefficiente di torsione ricostruito dal segnale originale (linea sottile) confrontato con quello ricostruito da: (a) 1° modo, (b) cumulati 1° e 3° modi, (c) cumulati 2° e 5° (d) cumulati 4° e 6°, (e) cumulati da 1° a 6°

Una seconda classificazione che verrà usata è quella basata sulla forma modale. Ovvero individuata ad una certa frequenza una forma modale ed assegnato ad essa una nome, ad esempio “TORQUE1” si ricerca ad ogni frequenza, indipendentemente dal valore dell’autovalore tale forma. Una si fatta classificazione consente di individuare ad ogni data frequenza uno specifico meccanismo di eccitazione. Questo significa che un dato modo, “TORQUE1” che alla frequenza f_m è associato al i -simo autovalore ad una frequenza f_k può essere associato anche al j -simo autovalore. Al fine di poter individuare la forma modale tenendo conto sia della fase che dell’ampiezza si è fatto riferimento alla seguente formulazione tra le diverse possibili:

$$p_k(f, t) = |\theta_k(f)| \sin(2\pi f t \mathbf{I} + \angle \theta_k(f)) \quad (3.36)$$

in cui $p_k(f,t)$ è il vettore ad n componenti dei valori istantanei di pressione valutati all'istante t ed alla frequenza f considerando il solo modo k , θ_k è il k -simo autovettore della SPT, I è il vettore unitaria ad n componenti.

Definita quindi una rappresentazione reale degli autovettori complessi della SPT attraverso la sopra indicata valutazione delle pressioni istantanee è a questo punto possibile confrontare i risultati mostrati in precedenza dalla CPT con quelli ottenibili attraverso la SPT. Infatti scelto quindi un modo della CPT è possibile andare a ricercarlo frequenza per frequenza tra le diverse forme modali ottenute attraverso la SPT. Nel fare ciò è stato messo a punto un indice di similitudine nella forma di seguito riportata:

$$I_{jk}(f,t) = \frac{|\phi_j - p_k(f,t)|}{|\phi_j|} \quad (3.37)$$

che misura la differenza tra la distribuzione di pressione del k -simo modo ottenuto attraverso la SPT ad una frequenza f ed il j -simo modo CPT. La dipendenza funzionale di tale indice dipende dal particolare istante di tempo che viene scelto all'interno del periodo $T=1/f$. tra i diversi valori di tale indice si sceglie il minimo rispetto a t per ogni frequenza. Ovvero

$$\bar{I}_{jk}(f) = \min_T [I_{jk}(f,t)] \quad (3.38)$$

5.3.1. La SPT su di un impalcato da ponte

Di seguito si riportano i risultati ottenuti attraverso la SPT dalle misurazioni di pressione effettuate sul SSB di cui nelle sezioni precedenti di questo capitolo.

In figura 4.7 è riportato l'andamento dei coefficienti di similitudine per i modi uno e due della CPT alla velocità di *lock-in*. Si vede come entrambi siano associati al modo 1 (secondo la nomenclatura della classificazione standard) alla frequenza f_1 della SPT anche se per diversi istanti di tempo $t_1=0.44T_1$ e $t_2=0.19T_1$ con una differenza di fase in termini temporali di $0.25T_1$; tale valore corrisponde quindi ad una differenza di fase di $\pi/2$. Un simile risultato conferma che i modi SPT, in quanto grandezze complesse, hanno al loro interno anche informazioni relative alla fase, diversamente da quanto avviene per i modi CPT dei quali ne sono necessari due per ottenere anche le informazioni in termini di fase. Ulteriore analisi condotta è stata quella di verificare che attraverso un andamento istantaneo di pressione p_j sia effettivamente possibile riprodurre i due modi CPT in opposizione di fase. Questo viene illustrato attraverso la mappatura dell'andamento istantaneo di pressione confrontato con le forme modali CPT. Come si vede in Figura 5.59 entrambi i modi sono quasi perfettamente riprodotti dall'andamento istantaneo di pressione.

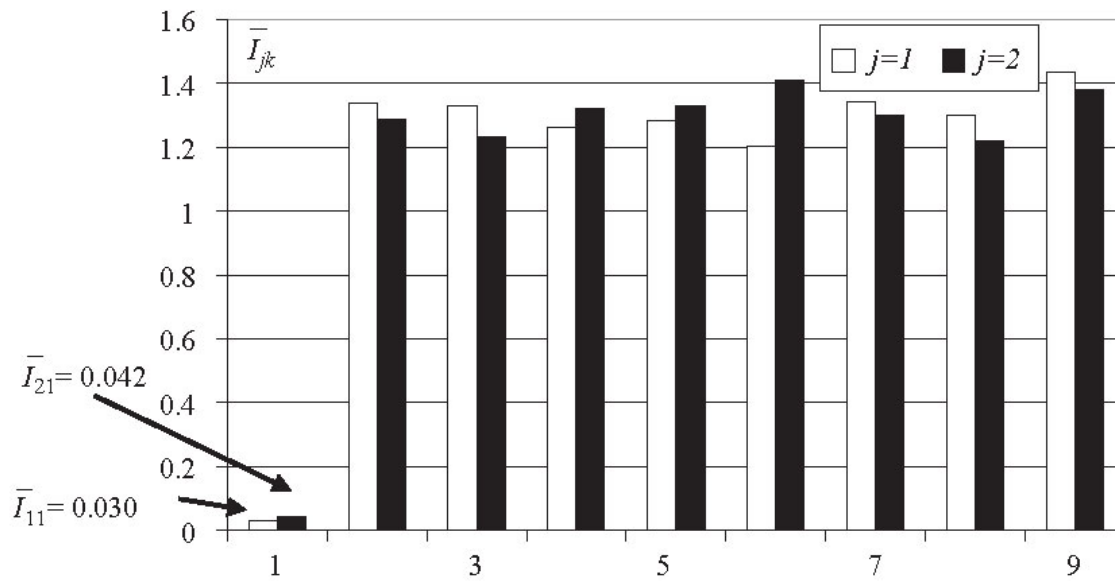


Figura 5.58 $\bar{I}_{jk}(f_s)$ per il SSB alla velocità di $U = 7.6$ m/s

Maggiori difficoltà nell'identificazione dei modi si ha per i modi 3, 4 e 5 della CPT (Figura 5.60), come visto dalla CPT questi sono associati ad una frequenza doppia di quella di *shedding*, come visto dalla analisi CPT, ed i valori dell'indice di similitudine sono più elevati rispetto a quelli riscontrati per i primi due modi CPT ($I_{33}=1.08$; $I_{41}=0.58$; $I_{51}=1.15$). A conferma di quanto detto in maniera sintetica da tale indice si plottano (Figura 5.61) gli andamenti dei modi 3 e 4 CPT confrontati con l'andamento istantaneo di pressione p_j che risulta indicato dall'indice con una maggiore verosimiglianza. Come si vede ci sono forti discrepanze tra le forme modali. Quanto fin ora osservato lascia chiaramente capire che le difficoltà di identificazione dei modi, e quindi dei meccanismi di eccitazione, per modi di ordine superiore è strettamente legata al contenuto energetico associato con un dato meccanismo.

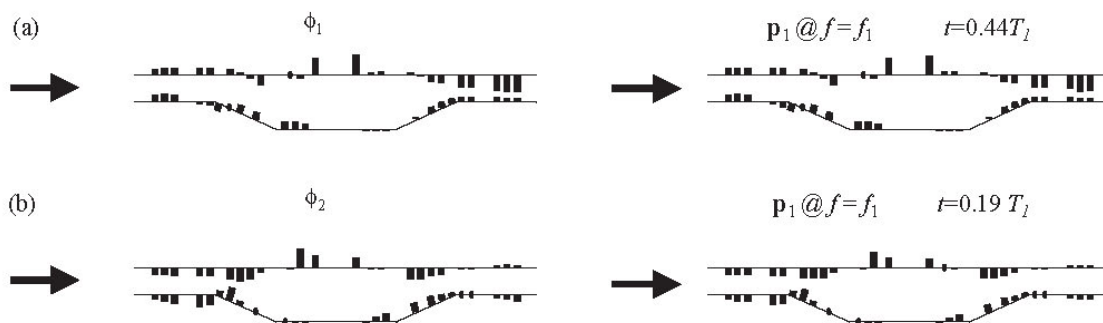


Figura 5.59 Confronto tra il primo ed il secondo modo CPT e le pressioni istantanee dell SPT dal modo uno

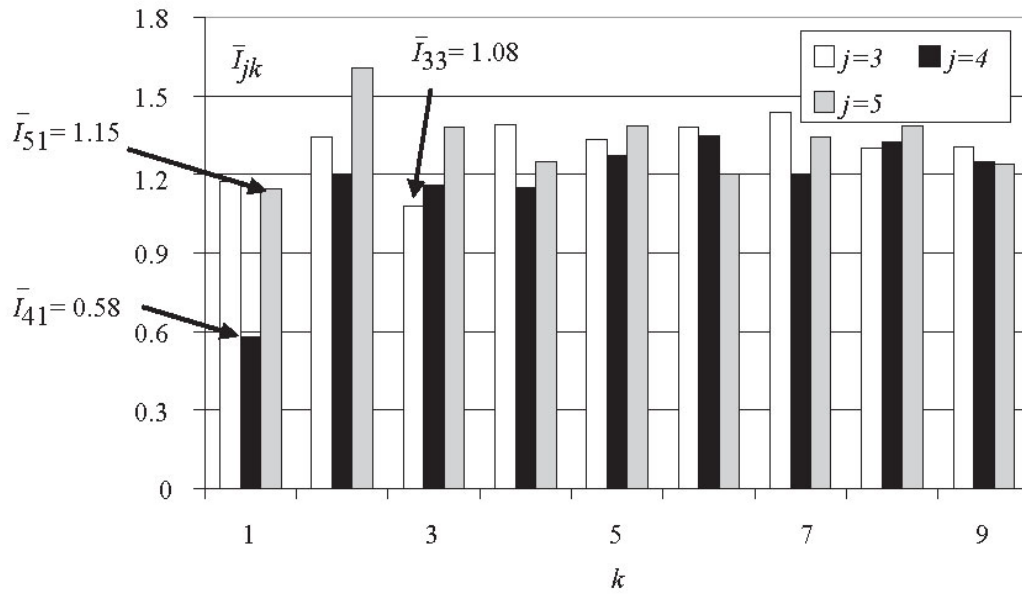


Figura 5.60 $\bar{I}_{jk}(2f_s)$ per il SSB alla velocità di $U = 7.6$ m/s

Infine, sempre per la velocità di lock-in, in Figura 5.62 è plottato l'andamento degli spettri degli autovettori normalizzati. Con tale nomenclatura si intendono gli andamenti delle ampiezze degli autovettori normalizzati, al variare della frequenza. Nella figura è riportato quello per i modi TORQUE1 e TORQUE2 (corrispondenti ai modi 1 e 2 CPT). In un breve intervallo di frequenza intorno alla frequenza di distacco entrambi i modi corrispondono al modo 1 SPT, rappresentando il 99.4% dell'energia totale presente. Inoltre sempre nella stessa figura è riportato l'andamento dell'indice di similitudine per il modo CPT uno ed il modo TORQUE1, e si vede come ci sia una elevata somiglianza (basso valore dell'indice di similitudine) intorno alla frequenza di shedding. Infine è plottato l'andamento delle fasi tra i

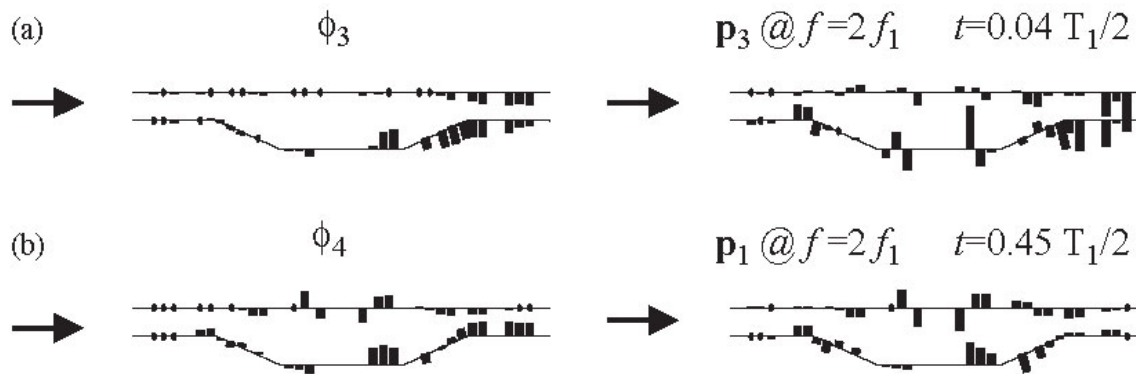


Figura 5.61 Confronto tra i modi CPT tre e quattro e le pressioni istantanee della SPT dei modi tre ed uno

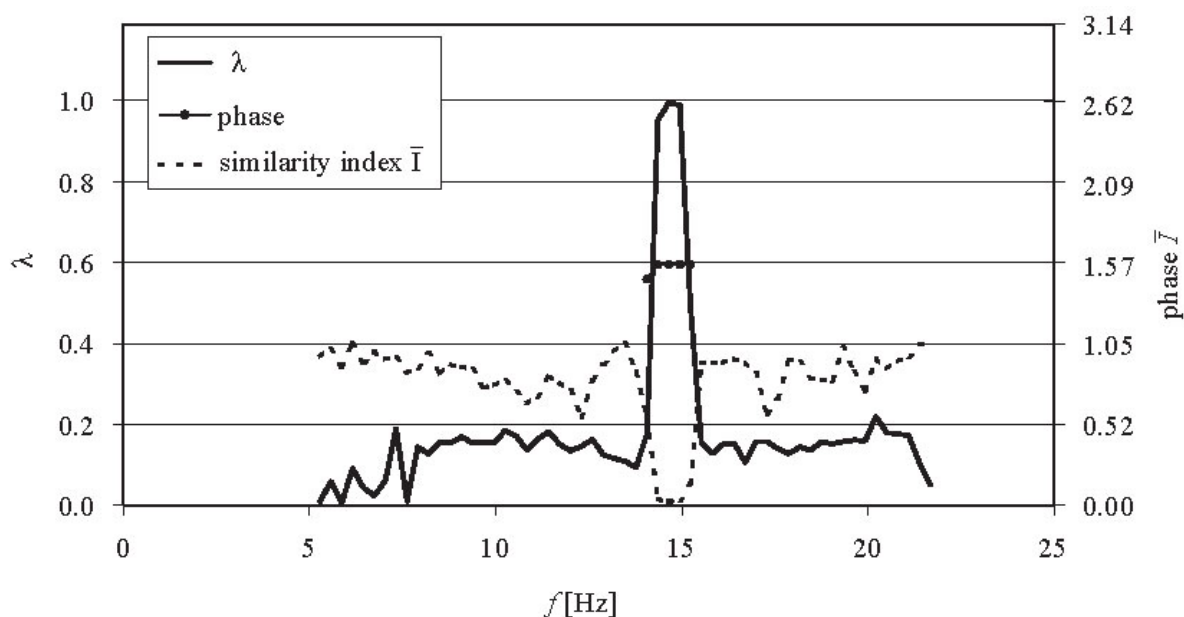


Figura 5.62 Spettro di ampiezza degli autovettori normalizzati, fase tra il modo TORQUE1 e TORQUE2 ed indice di verosimiglianza

modi TORQUE1 e TORQUE2. Si può osservare come esista un intervallo nello stretto intorno della frequenza f_s in cui il valore di fase si stabilizzi intorno al valore di $\pi/2$, questo a conferma di quanto precedentemente detto che i due modi SPT TORQUE1 e TORQUE2 rappresentino la componente in fase e quella fuori fase dello stesso meccanismo di eccitazione.

5.4. LA DECOMPOSIZIONE ORTOGONALE NELL'AMBITO DELLA PREVISIONE DELLA RISPOSTA E DELLA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ DEI PONTI ALL'AZIONE EOLICA

Come visto dall'utilizzo della decomposizione ortogonale sia attraverso la matrice di covarianza che attraverso quella di densità spettrale di potenza, sono stati studiati gli andamenti delle pressioni lungo una sezione trasversale dell'impalcato da ponte del Sunshine Skyway Bridge. Da quanto evidenziato nel presente capitolo è possibile evincere come per ciascun regime di vibrazione sia possibile associare un unico modo od una coppia di modi per ogni componente aerodinamica. Si è potuto anche vedere come un numero limitato di modi sia in grado di riprodurre quasi l'intero segnale originale delle forzanti (circa il 98%). Inoltre dalla applicazione della decomposizione ortogonale ai carichi da vento, è possibile separare i differenti meccanismi di eccitazione della struttura per ciascun meccanismo aeroelastico, riuscendo in larga massima a separare le componenti delle forzanti. Infine sempre attraverso la decomposizione ortogonale, ma utilizzando la matrice di densità spettrale di potenza si è in

grado, di analizzare frequenza per frequenza i meccanismi di eccitazione ed individuare al meglio a quale fenomeno aeroelastico questi risultano essere associati.

Da quanto riportato è possibile individuare l'utilità che può avere lo studio dei carichi da vento attraverso un sistema di prese monometriche, al fine di poter andare ad analizzare le sollecitazioni agenti sugli impalcati da ponte, per effetto del vento. Tale strumento consentendo infatti di separare i meccanismi di eccitazione degli impalcati, consente uno studio dettagliato del modo di "generarsi" della forzante del sistema vento-struttura. Tale strumento aiuta, pertanto, ad analizzare la vulnerabilità delle strutture in quanto per poter capire esattamente la sensibilità di una data struttura ad un evento eolico è necessario comprendere i modi di eccitazione della struttura stessa indotti dal vento. In questo modo, quindi, un primo obiettivo, in termini di studio della vulnerabilità delle strutture all'azione eolica è stato perseguito mettendo appunto uno strumento atto a meglio comprendere il modo di generarsi della forzante eolica sugli impalcati da ponte, riuscendo a separare ciascuna componente dalle altre (quasi completo disaccoppiamento delle forzanti).

Altra aspetto che in questa sede deve essere evidenziato, legato all'utilizzo della decomposizione ortogonale ai carichi da vento, è relativo al modo in cui è possibile intervenire sulla vulnerabilità delle strutture all'azione del vento. Infatti per mitigare la sensibilità due principali vie possono essere seguite. La prima implica un intervento sulla forzante. Intendendo in questo modo di cercare di minimizzare la forza e/o allontanarla dai campi di frequenza di eccitazione cui la struttura in esame è sensibile. La seconda strada è legata principalmente al controllo della risposta della struttura attraverso ben noti sistemi di controllo attivo e/o passivo. Per entrambe le condizioni quello che si rende necessario è la conoscenza dell'eccitazione della struttura in corrispondenza di ciascun livello di performance strutturale. A tale conoscenza deve essere abbinata anche quella di come per ciascun regime aeroelastico, come e quali forzanti possono portare al raggiungimento o superamento di un dato livello di servizio della struttura. Entrambe tali conoscenze sono aidate dall'utilizzo della decomposizione ortogonale. Infatti, se si cerca di individuare la vulnerabilità di un dato ponte, ipotizzandolo di caratteristiche geometriche e meccaniche analoghe al Sunshine Skyway Bridge analizzato nel corso degli ultimi due capitoli, per lo stato limite individuato come andata fuori servizio per eccessivi spostamenti e/o accelerazioni, è necessario avere uno strumento di misura di spostamenti ed accelerazioni e quindi delle forzanti che li inducono nella struttura. Attraverso la decomposizione ortogonale delle misurazioni di pressione simultanee lungo una sezione trasversale dell'impalcato, si riesce ad ottenere l'effettivo contenuto energetico di ciascuna forzante, per poi poter valutare la risposta della struttura attraverso le classiche formulazioni presenti in letteratura. La decomposizione ortogonale, a differenza di altri metodi più utilizzati per la valutazioni delle forzanti aerodinamiche ed aeroelastiche, consente pertanto una più accurata valutazione delle singole componenti aerodinamiche consentendo di ridurre le incertezze relative all'effettivo contenuto energetico di una data componente aerodinamica alle frequenze significative per la struttura in esame.

Sempre attraverso la decomposizione ortogonale è possibile operare uno studio per realizzare un sistema di controllo della risposta strutturale. Infatti scomponendo sempre le misurazioni di pressione lungo la sezione trasversale di un impalcato scatolare, è possibile individuare le singole componenti aerodinamiche. Una volta disaccoppiate (anche se il disaccoppiamento non è totale), di ciascuna di queste è possibile andare ad analizzare il contenuto in frequenza, analizzare quindi il modo di generarsi ed infine poter, per ciascun livello di servizio progettare sistemi di controllo della risposta.

Questo tipo di metodologia di analisi, in conclusione, consente pertanto di poter andare ad intervenire su entrambe le tecniche individuate nel corso del primo capitolo della presente tesi attraverso le quali si può intervenire per mitigare la vulnerabilità delle strutture all'azione del vento. In assenza, quindi, della decomposizione ortogonale le incertezze sulle forzanti, sui loro contenuti in frequenza depurati da eventuali “disturbi” dei segnali delle forzanti legati alla simultaneità di meccanismi secondari o del tutto indipendenti dalle forzanti, aiuta a ridurre le incertezze circa la determinazioni delle componenti aerodinamiche e conseguentemente a ridurre incertezze ed ottimizzare il progetto delle strutture per l'azione del vento.

6 La correlazione longitudinale delle forzanti aeroelastiche sugli impalcati da ponte

6.1. INTRODUZIONE

Studiato l'andamento delle forze aerodinamiche nella sezione un'ulteriore fase di questo lavoro è lo studio della correlazione longitudinale delle forzanti aeroelastiche su di un modello sezione. Per fare ciò si è resa necessaria una nuova campagna sperimentale. In questo caso però è stato utilizzato il laboratorio del CRIACIV, dotato di una galleria a strato limite a circuito aperto, a Prato presso l'Università di Firenze che fa capo ad un consorzio di università italiane: Università di Roma “*La Sapienza*”, Università di Perugia, Università di Trieste, Università di Chieti-Pescara, I.U.A.V. di Venezia e la stessa Università di Firenze. Il modello messo a punto è stato scelto in modo da depurarlo da qualsivoglia complicazione dei dettagli aerodinamici, utilizzando una sezione rettangolare molto semplice con un rapporto di allungamento (B/H) pari a 5.

6.2. SPERIMENTAZIONE IN GALLERIA DEL VENTO

6.2.1. Galleria del vento del Criaciv

La galleria del Criaciv è stata realizzata nel 1994 ed è stata la prima galleria del vento a strato limite sviluppato realizzata in Italia (Figura 6.63). La Galleria è a circuito aperto ed il flusso d'aria viene generato per aspirazione grazie ad un ventilatore assiale con pale ad inclinazione regolabile. Tale sistema di regolazione, combinato con la velocità di rotazione delle pale consente un maggiore controllo del flusso in galleria oltre a poter consentire di raggiungere velocità del flusso stesso maggiori. Il controllo del flusso si ottiene in quanto attraverso l'inclinazione delle pale si possono ottenere velocità basse senza però avere velocità di rotazione delle pale

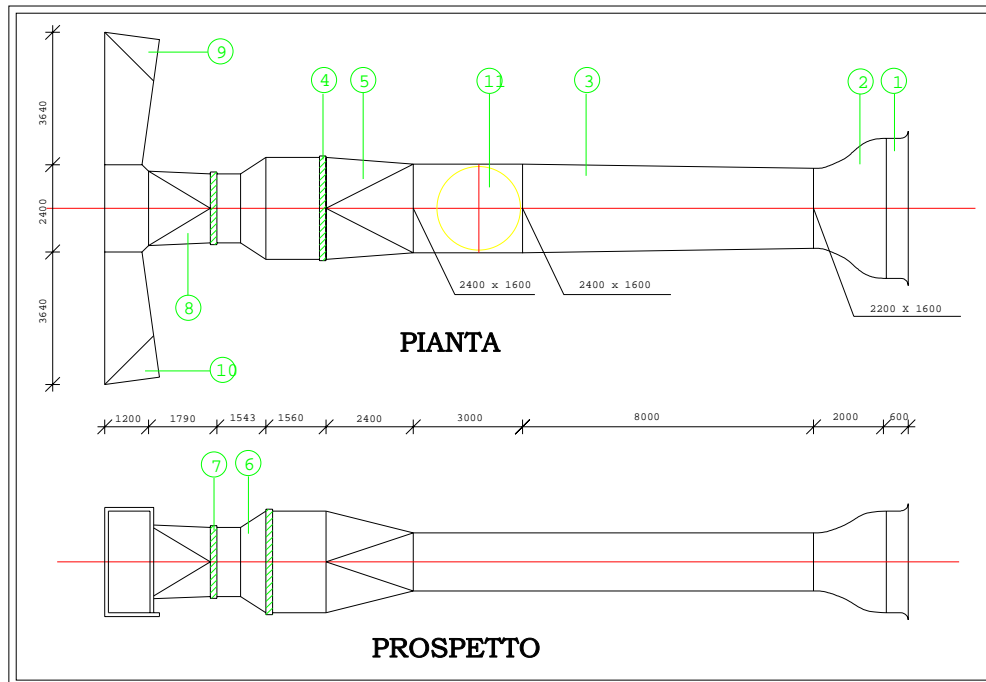


Figura 6.63 La galleria del CRIACIV di Prato

eccessivamente ridotte che potrebbero indurre disturbi nel flusso in galleria. La velocità del flusso in galleria può essere compresa tra 0 e 35 m/s.

L'intensità di turbolenza al di fuori dello strato limite è inferiore allo 1%. Il flusso è regolato all'imbocco della galleria da un pannello a nido d'ape di spessore 50 mm, seguito da una griglia a maglia quadra. Lo strato limite viene realizzato convogliando il flusso all'interno della galleria attraverso un convergente (lungo circa 2m) che rende il flusso uniforme. A questo punto entrato nel tunnel lo sviluppo dello strato limite avviene naturalmente lungo gli otto metri che precedono la sezione di prova. Le caratteristiche del flusso possono essere variate modificando la scabrezza del fondo. La sezione trasversale della galleria è rettangolare (2.2 x 1.6 m) con andamento divergente procedendo da monte verso valle. In questo modo è possibile mantenere costante la pressione statica lungo l'asse. La lunghezza complessiva della galleria è di circa 24 m.

Le scale dei modelli che possono essere testati in galleria variano tra 1/20 e 1/400 per i modelli strutturali; per i modelli ambientali, invece, la scala può arrivare fino a 1/1000 riproducendo in galleria anche parte dell'ambiente circostante; in tal caso ovviamente verranno occupati spazi anche esterni alla camera di prova.

Infine a valle della camera di prova si trova il propulsore. Questo opportunamente raccordato in modo da consentire il passaggio dalla sezione rettangolare della camera di prova, alla sezione circolare del propulsore, è costituito da un ventilatore a 10 pale ad inclinazione variabile, un motore principale da 170 kW ed un servo motore per la regolazione continua della portata. Tra la camera di prova ed il gruppo propulsore è inserito un giunto elastico che isola la camera dalle

vibrazioni indotte dal propulsore. Il flusso in uscita dalla galleria è regolato da due divergenti che minimizzano le perdite in uscita.

Tra le strumentazioni della galleria, all'interno della camera di prova c'è un dispositivo che consente la movimentazione delle sonde (o di altre strumentazioni ad esso collegate) nelle tre direzioni ed è costituita da un braccio in grado di spostare verso l'alto od il basso lo strumento e che, a sua volta, si muove su due binari tra loro ortogonali. La precisione di posizionamento del braccio è al decimo di millimetro. Altra dotazione è un piatto rotante circolare motorizzato con cui è possibile controllare esternamente l'angolo di incidenza del vento sui modelli senza doverli riposizionare.

Tra gli strumenti disponibili presso il laboratorio si possono evidenziare:

- tubi di Pitot strumento atto alla misurazione della pressione statica e totale;
- anemometri a filo caldo, sia mono-filo che a doppio filo atti misurare la velocità media e le caratteristiche del flusso turbolento.;
- trasduttori laser di spostamento; strumenti atti a misurare gli spostamenti del modello. gli strumenti presenti in galleria riescono a misurare spostamenti di $\pm 100\text{mm}$ ($\pm 10\text{V}$ allo strumento);
- Sistema di celle di carico in grado di misurare le forze totali sui modelli;
- Sistema di tre accelerometri;
- Un sistema di scanner di pressione, in grado di misurare fino a 128 punti di pressione simultaneamente;

Deve inoltre essere aggiunto che tra gli strumenti presenti in galleria ne esistono diversi altri utilizzati principalmente per la strumentazione delle prove ambientali (tra questi, ad esempio, il gas-cromatografo utilizzato per la simulazione della dispersione di inquinanti).

6.2.2. Modello

Il modello utilizzato per lo studio della correlazione longitudinale è quello di un prisma a sezione rettangolare con un rapporto tra la base (b) e l'altezza (h) di 5. Una simile modello, pur non riproducendo una struttura reale, può essere assimilato ad una struttura da ponte. Il grande vantaggio però dell'aver realizzato e studiato una sezione rettangolare è che è stata semplificata la

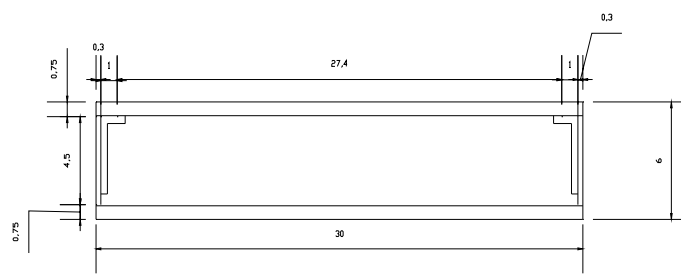


Figura 6.64 Disegno della sezione trasversale del modello scatolare

realizzazione e ne è derivata una maggiore chiarezza del comportamento aerodinamico del modello.

Lo scatolare è stato realizzato in fibre di carbonio al fine di poter contenere al minimo il peso del modello in modo da non dover avere un'energia del flusso eccessiva per dover eccitare i diversi meccanismi della struttura. Le sponde verticali sono state composte di lamine di fibra di carbonio dello spessore di 3mm. La base ed il coperchio del modello sono state realizzate sempre in fibra di carbonio, con le direzioni delle fibre di ciascuno strato incrociate a 90°, ma con l'interposizione di un materiale espanso atto ad allontanare i due strati di fibra (aumento della rigidità flessionale dei pannelli) senza incorrere nel problema di aumento di peso del modello (Figura 6.64). La base del modello è di 30 cm, l'altezza è di 6 cm e la lunghezza dello scatolare è di 232 cm. Il sistema di connessione del modello ai bracci, sia delle prove dinamiche che di quelle statiche, è stato realizzato con dei tubolari del diametro esterno di 3 cm con uno spessore di 0.4 cm. Tale tubo è ammorsato ad una piastra di alluminio che a sua volta è legata al modello attraverso una cucitura effettuata con resine bicomponente. Infine il fissaggio del coperchio al modello è assicurato da un sistema di 48 viti a scomparsa nel coperchio stesso del modello, che garantiscono la chiusura limitando al minimo effetti di inflessione locale del coperchio. Il modello così realizzato pesa circa 8.8kg, con un raggio di inerzia di 11cm. Sul modello inoltre sono stati predisposti sette registri di prese manometriche, da trenta prese ciascuno. Di tali prese cinque sono state posizionate su ciascuna faccia verticale e dieci su ciascuna faccia orizzontale (Figura 6.65). I sette registri sono stati posizionati in modo da poter andare ad investigare la correlazione per valori della distanza molto elevati, fino ad 1.6 m e contemporaneamente avere un buon numero di coppie per bassi valori della distanza (Figura 6.66). Il sistema di ritenuta secondo la direzione longitudinale al flusso, per le prove dinamiche, è costituito da due lamine di acciaio armonico, collegate ai bracci (esterni alla galleria) della lunghezza di 70 cm e dello spessore di 0.1 cm disposti su entrambi i lati del modello. Per valutare l'influenza di un simile sistema di ritenuta, oltre ai calcoli teorici, sono state effettuate prove in galleria del modello con e senza la

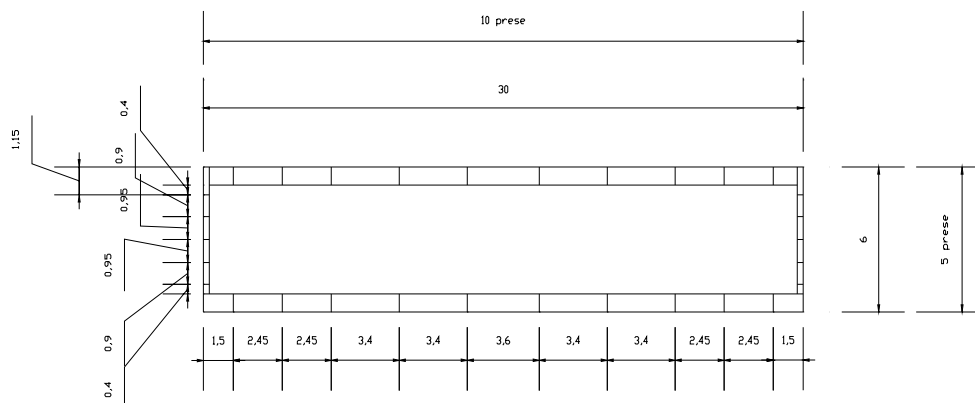


Figura 6.65 Disegno della distribuzione delle prese manometriche lungo la sezione trasversale

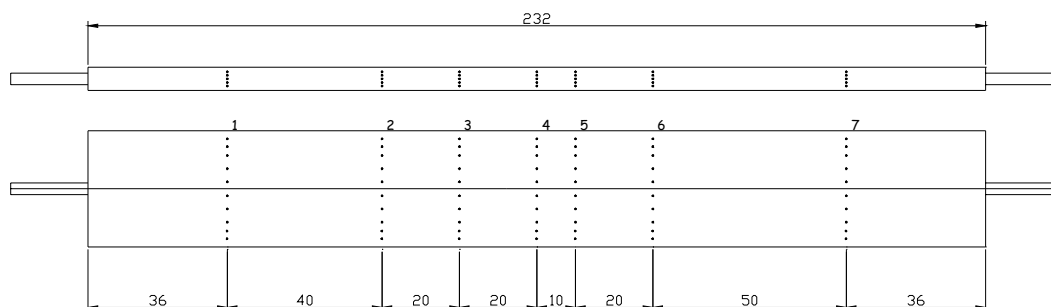


Figura 6.66 Disegno della distribuzione dei registri di prese monometriche lungo l'impalcato

presenza di tale sistema. I risultati hanno mostrato come l'entrata in tensione di tale sistema fosse limitata solo a velocità elevate e che i valori delle rimanenti due componenti aerodinamiche non risultavano influenzate da tale sistema.

6.2.3. Set-up sperimentale e strumentazione utilizzata

Sul modello scatolare a sezione rettangolare sono state condotte due serie di prove: statiche e dinamiche. Le prime, nel dicembre 2003, sono state effettuate sia in regime di flusso laminare che turbolento. Le seconde condotte a cavallo tra marzo ed aprile 2004, utilizzando diverse configurazioni sono state effettuate solo in regime laminare.

Le prove statiche, in regime di flusso laminare sono state condotte con una velocità media di 16.2 m/s. Il modello è stato strumentato con un sistema di 6 celle di carico, disposte tre per ogni estremo del modello, in grado di misurare le forzanti di resistenza, portanza e momento torcente. Inoltre sono state registrate le pressioni in quattro differenti registri simultaneamente. Questa misurazione ha consentito di poter valutare la correlazione per 20, 60, 80, 100 e 160 cm. Le prove in regime di flusso turbolento sono state condotte con una strumentazione analoga a quella utilizzata per le prove in flusso laminare, e il regime turbolento è stato riprodotto attraverso l'utilizzo di una griglia di legno posta 4,05 m sopravento alla sezione di prova. La scelta della griglia è stata effettuata tra due tipologie testate appositamente prima delle prove della struttura in galleria (Figura 6.67). Per la scelta della griglia sono state valutate la scala integrale della turbolenza longitudinale e l'intensità longitudinale di turbolenza. Differenti posizioni della griglia rispetto al posizionamento del modello sono state provate. La scala integrale della turbolenza longitudinale è stata estrapolata dallo spettro della turbolenza

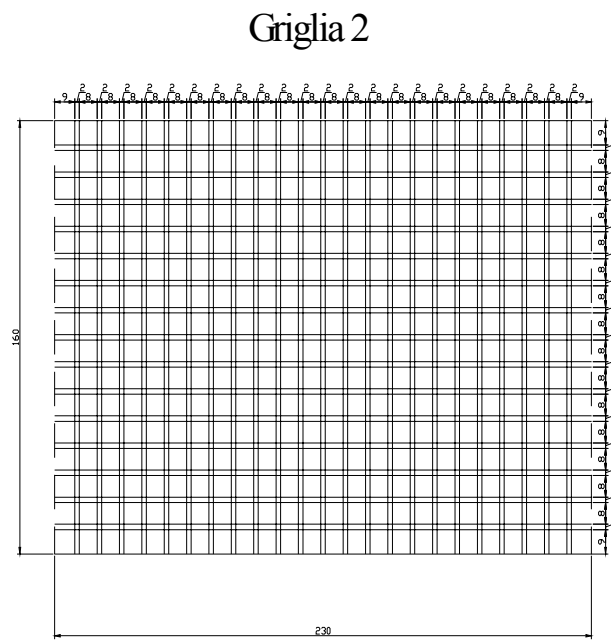
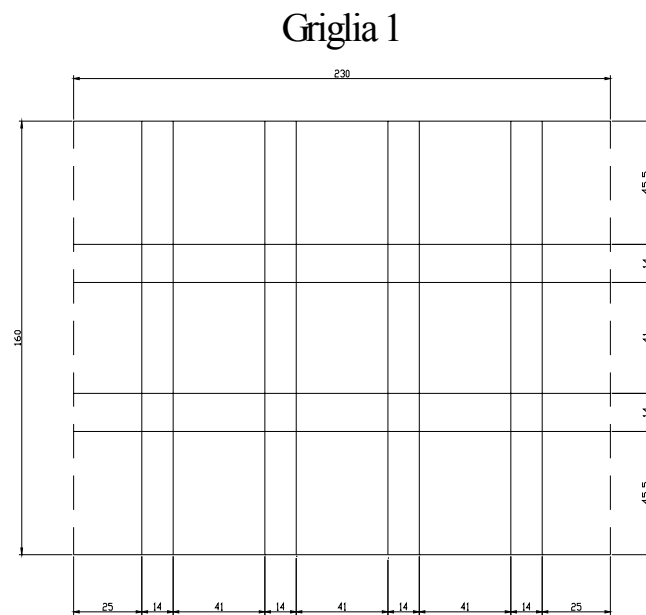


Figura 6.67 Disegno delle griglie per la generazione del flusso turbolento

$$S(0) = 4\sigma_u^2 \int_0^{\infty} R(\tau) d\tau = 4\sigma_u^2 T \quad (5.1)$$

in cui $S(0)$ è il valore estrapolato alla frequenza nulla dello spettro, σ_u è l'*rms* della velocità longitudinale del vento, $R(t)$ è la funzione di auto correlazione a T è la scala media dei tempi. Da questo, se l'ipotesi di Taylor è soddisfatta insieme alla natura convettiva della turbolenza, la scala integrale della turbolenza può essere ottenuta come:

$$L = UT \quad (5.2)$$

e dalle equazioni (5.1) e (5.2) ne consegue

$$L = \frac{U \times S(0)}{4\sigma_u^2} \quad (5.3)$$

Ciò che deve essere premesso prima di passare alla descrizione delle prove in galleria del vento delle griglie è che uno dei problemi connessi alla generazione del flusso turbolento in galleria risiede nella riproduzione di un'adeguata scala della turbolenza. Infatti in natura questa è dell'ordine dei quattordici volte le dimensioni delle strutture da ponte. Una simile dimensione risulta difficilmente riproducibile in galleria del vento. Per quanto sopra indicato quello che si deve ottenere nelle prove in galleria del vento è che l'intensità di turbolenza sia uniforme e che la scala integrale della turbolenza longitudinale sia la più grande possibile. La griglia numero uno fornisce un'intensità di turbolenza uniforme per tutte le distanze provate rispetto alla sezione di prova; la lunghezza della scala integrale della turbolenza è invece di circa 0.2m per la configurazione a 4.05 m. Per quanto attiene alla griglia due, questa non riesce a sviluppare un profilo uniforme dell'intensità di turbolenza se non per poche distanza ed alcune velocità, ma non è stato raggiunto un buon valore della scala integrale della turbolenza (0,03 m). Da tale sperimentazione è stata quindi scelta la griglia numero uno posta ad una distanza di 4.05 m sopravento alla sezione di prova. I valori della intensità di turbolenza longitudinale e della scala integrale di turbolenza longitudinale sono rispettivamente 0.17 e 0.21 m.

Per le prove dinamiche, sono state effettuate quattro tipologie di test, variando la frequenza di torsione e di oscillazione verticale ed il loro rapporto. In particolare quattro tipologie di configurazioni sono state provate in galleria del vento. La prima (in seguito denominata AC1) caratterizzata dal rapporto tra le due principali frequenze di vibrazione pari a 2. In questa configurazione si sono utilizzate otto molle tipo DIM a trazione della serie t32990 con una rigidità di 1420 N/m poste ad una distanza dall'asse del modello pari a 22 cm. In questa configurazione sono state registrati i valori delle velocità medie attraverso tre pitot disposti rispettivamente ad imbocco galleria, sopravento il modello e sulla verticale del modello stesso. Altri strumenti per il controllo del flusso, sono stati due HW (anemometri a filo caldo) utilizzandone uno a filo singolo sopra vento al modello nella stessa posizione del modello, ed uno a doppio in scia al modello stesso. Come ulteriori strumenti di misura sono stati utilizzati tre misuratori laser degli spostamenti, posizionati in maniera tale da avere l'obiettivo sul braccio ad una distanza di 15 cm, due sopravento l'asse del modello ed uno sottovento. Infine, come ulteriore acquisizione, anche durante le prove dinamiche, sono state effettuate misurazioni di pressione. Per fare ciò due scanner da 32 prese e quattro scanner da 16 prese ciascuno sono stati inseriti

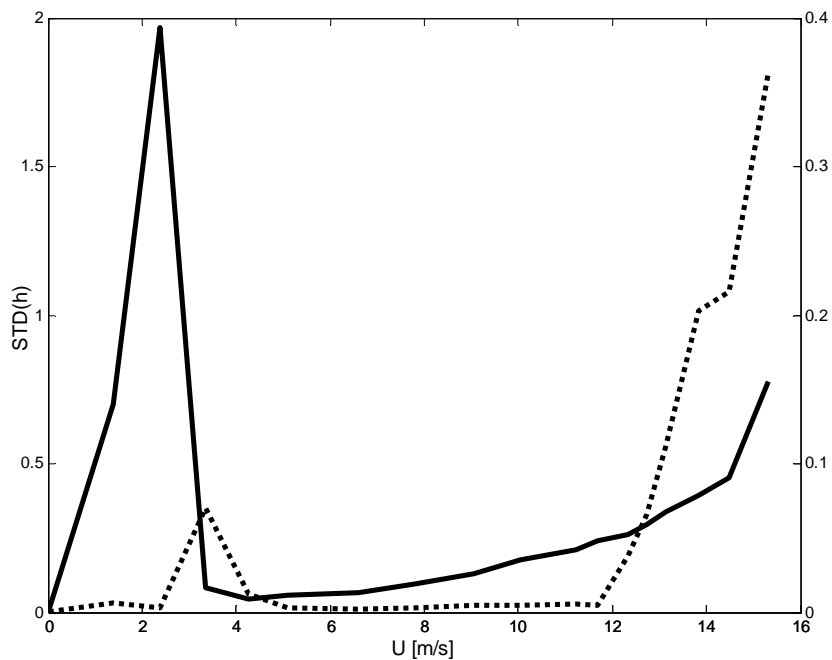


Figura 6.68 Andamento della risposta in spostamenti verticali (continua) e rotazioni torsionali (tratteggiata) per la configurazione AC1

all'interno del modello in modo da non dover ricorrere a lunghi tubi che, se non ben dimensionati, possono alterare le misurazioni delle pressioni. Di contro al fine di evitare che gli scanner potessero muoversi, od essere danneggiati durante le prove, questi sono stati protetti con della gomma espansa e fissati alle superfici interne del modello. Gli scanner sono stati quindi collegati a tutte le prese di quattro distinti registri, in modo da poter registrare simultaneamente le pressione di registri distanziati di 0, 10, 20, 30, 70, 80, 100 cm. I segnali dagli scanner di pressione sono stati registrati per 210'' a 250 Hz. Quelli dagli HW, dai pitot e dai misuratori laser degli spostamenti invece per 512'' a 600 Hz. Per questa configurazione sono state effettuate misure per 18 velocità del flusso (da 0 a 15.6 m/s).

Nelle rimanenti tre serie di prove dinamiche è stato usato un differente *set* di molle (serie DIM a trazione T33320 con una rigidità di 5340 N/m). Nella serie due (AC2) la posizione delle molle non è cambiata e di conseguenza il rapporto tra le frequenze è rimasto invariato. La strumentazione utilizzata è la stessa di quella della serie AC1, così come i tempi e le frequenze di campionamento dei segnali degli strumenti utilizzati. Questa configurazione con le molle più rigide consente di studiare il meccanismo di lock-in a velocità più elevate e quindi con energie in gioco maggiori. La terza configurazione testata (AC3) è caratterizzata dall'avere un rapporto tra le frequenze pari a 1.5, pertanto la distanza delle molle dall'asse del modello a questo punto è di 17 cm. In questa serie, come nella successiva, la posizione dei laser risulta cambiata: in particolare sono stati portati a 25 cm dall'asse del modello. Infine l'ultima configurazione studiata

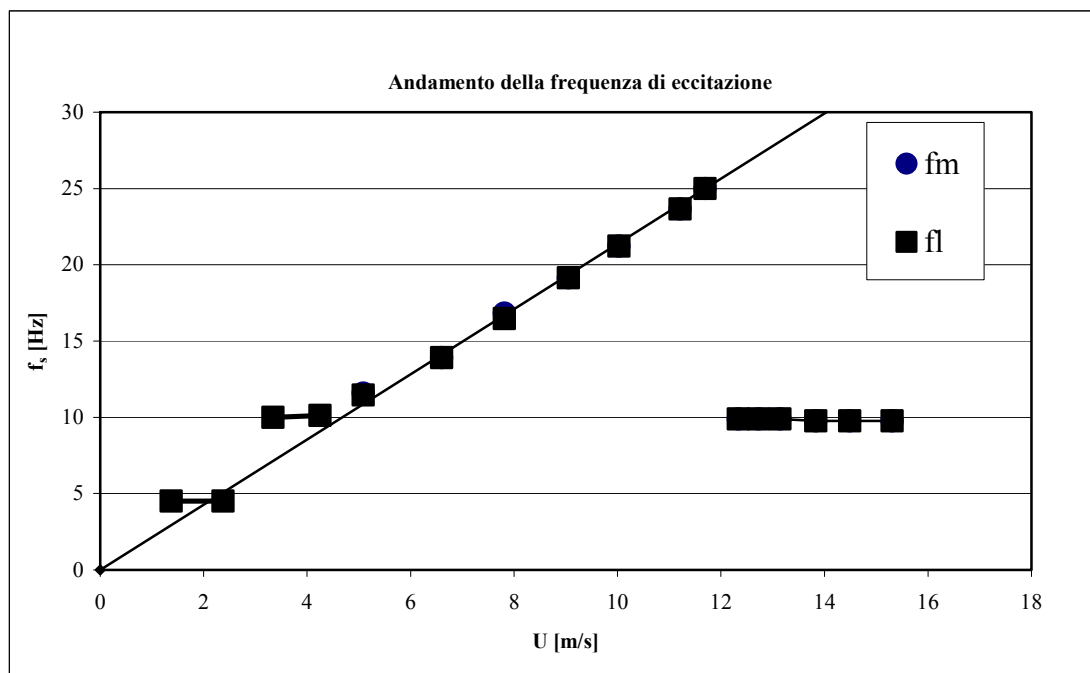


Figura 6.69 Andamento della frequenza di eccitazione portanza (cerchi) e torsionali (quadrati) per la configurazione AC1 al variare della velocità

è quella con rapporto tra le frequenze pari a circa uno (distanza delle molle dall'asse di 11 cm). Anche per quest'ultima configurazione come per la AC1 è stato possibile andare ad investigare tre tipologie di regimi di vibrazione[60].

6.3. L'INFLUENZA DEL REGIME DI VIBRAZIONE SULL'ORGANIZZAZIONE LONGITUDINALE DELLE FORZANTI AEROELASTICHE.

6.3.1. Analisi della risposta

Dalle misurazioni degli spostamenti attraverso i laser è stato possibile individuare i diversi regimi di vibrazione che caratterizzano ciascuna configurazione analizzata. Pertanto, partendo dalla configurazione AC1 in Figura 6.68 sono riportati gli andamenti delle deviazioni standard della componente di spostamento verticale e di quella torsionale. Dall'analisi risultano presenti due regimi di oscillazione di lock-in. Il primo in cui la frequenza di distacco si “blocca” alla frequenza propria del modello di spostamenti verticali. Un secondo in cui la frequenza di distacco è fissata alla frequenza propria torsionale. La transizione dal primo al secondo regime di oscillazione avviene direttamente senza passare per una fase intermedia con il distacco dei vortici alla frequenza di Strouhal. Di questi due regimi in seguito si considererà unicamente quello torsionale, essendo l'energie in gioco per il rimanente troppo basse e quindi potrebbe portare a conclusioni errate. Uscito dalla condizione di lock-in torsionale ($U > 5.2 \text{ m/s}$) si verifica un regime

di oscillazioni forzate, per la cui analisi, come visto nel capitolo precedente è possibile l'applicazione della teoria quasi-statica. Per velocità maggiori di 12 m/s si individua un ulteriore meccanismo di eccitazione della struttura: flutter torsionale. In tale regime, dall'osservazione della risposta si riscontra un chiaro andamento divergente delle rotazioni torsionali con la velocità di divergenza a sua volta crescente. In tale regime si riscontra un leggero incremento della risposta in spostamenti verticali, rispetto alla condizione di *buffeting*. Ciò è principalmente imputabile alla staticità del modello in condizione di regime di oscillazioni forzate più che ad un improbabile accoppiamento della risposta verticale e torsionale essendo il rapporto tra le frequenze proprie del modello pari a due.

In Figura 6.69 è riportato l'andamento, al variare della velocità delle frequenze principali di eccitazione della forzante torsionale e di portanza. Si può notare come le due curve siano praticamente coincidenti tra loro; inoltre, nei due intervalli di velocità per i quali si registrano i due regimi di lock-in, spostamenti verticali e di torsione, le forzanti presentano la loro principale componente di eccitazione alle frequenze proprie del sistema, quella di spostamenti verticali e quella di torsione. Sempre in Figura 6.69 è riportata la retta di Strouhal, e si vede come su tale retta siano praticamente disposti tutti i punti appartenenti al regime di oscillazioni forzate ($5.3 < U < 11.7$). Infine il regime di flutter; per tale regime si può notare come le forzanti siano principalmente alla frequenza propria di oscillazione torsionale, indicativo di un flutter ad un grado di libertà e che in questo intervallo tale frequenza vada leggermente diminuendo, anche questo fenomeno caratterizzante il regime di flutter.

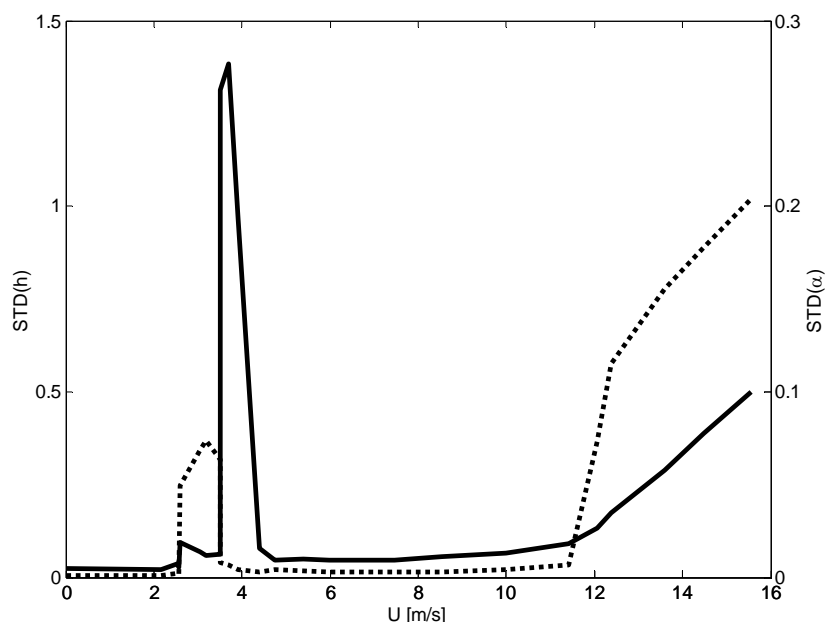


Figura 6.70 Andamento della risposta in spostamenti verticali (continua) e rotazioni torsionali (tratteggiata) per la configurazione AC4

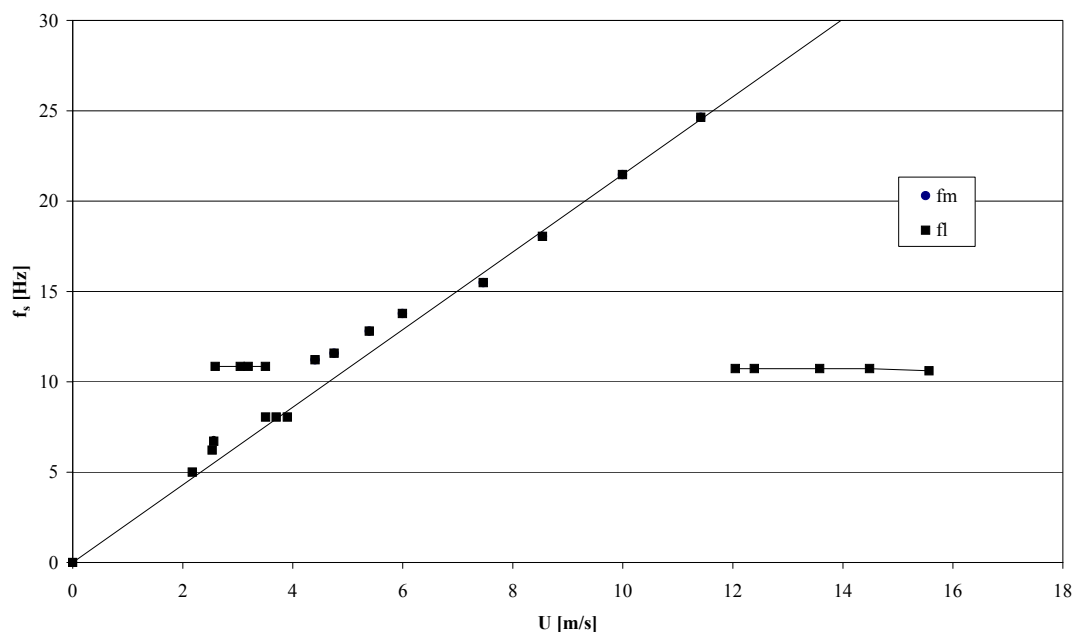


Figura 6.71 Andamento della frequenza di eccitazione portanza (cerchi) e torsionali (quadrati) per la configurazione AC1 al variare della velocità

Per l'altra configurazione che è studiata per essere in grado di fornire informazioni sia sul regime di lock-in, per quello di oscillazioni forzate che per quello di flutter (AC4, rapporto tra le frequenze pari circa ad uno) in Figura 6.70 sono riportati gli andamenti della risposta in termini di deviazione standard degli spostamenti verticali e rotazioni torsionali. Dall'analisi della risposta risulta che nell'intervallo di velocità compreso tra 2.56 m/s e 5.4 m/s, siano possibili due condizioni di lock-in. Nella prima parte di questo intervallo, fino a 3.50 m/s, infatti si registra un incremento delle rotazioni torsionali. In particolare si può notare come visto il rapporto tra le frequenze unitario, alla velocità cui inizia l'incremento delle rotazioni, c'è anche un lieve aumento degli spostamenti verticali che però poi si stabilizzano a questo nuovo valore di ampiezza per tutto il sottointervallo prima indicato. A 3.50 m/s sembra esserci una condizione di equilibrio indifferente tra la condizione di incremento della risposta torsionale (velocità minori) e quella di incremento di spostamenti verticali (parte superiore dell'intervallo). Per velocità superiori poi il modello vibra in condizioni di oscillazioni forzate fino alla velocità di 11.42 m/s. Per tale valore della velocità del flusso si registra un incremento delle rotazioni torsionali e degli spostamenti verticali, anche se questi ultimi in misura molto più contenuti (si confrontino le ampiezze di oscillazioni in ciascun grado di libertà tra la condizione di flutter e quella in lock-in). Tale regime verrà di seguito denominato flutter avendo, come sarà chiarito in seguito, le caratteristiche di tale fenomeno aeroelastico.

Per meglio comprendere la risposta del modello nella configurazione AC4, in Figura 6.71 è riportato l'andamento delle principali frequenze di oscillazione delle forzanti sia torsionali che di

portanza per ogni velocità registrata. Anche in questo come per la configurazione AC1, gli andamenti delle due curve sono praticamente coincidenti. Si nota come in condizioni di flutter si presenta un andamento della principale frequenza di eccitazione leggermente decrescente e coincidente con la frequenza propria della modello (torsionale e di portanza). In regime di oscillazioni forzate invece le frequenze principali di eccitazione a ciascuna velocità si dispongono lungo la retta di Strouhal. In questo caso però, diversamente da quanto è possibile vedere nel capitolo precedente o per la configurazione AC1, non esiste un perfetto allineamento su questa retta. In particolare si osserva come per il regime di velocità immediatamente dopo la condizione di lock-in, i valori si trovano al di sopra di tale retta, mentre poi si portano lievemente al di sotto della stessa. Un simile comportamento, potrebbe essere spiegato considerando che in questo caso alla velocità di uscita dal lock-in la frequenza di Strouhal si mantiene più bassa di quella propria della struttura. Quanto di maggiore interesse in questo grafico è che durante il lock-in torsionale, il sistema alla velocità di 3.50 m/s si porta ad essere forzato ad una frequenza di 8.05 Hz. Tale valore è prossimo alle frequenze di Strouhal, tra 7.5 Hz e 8.33 Hz, che si hanno nell'intervallo di velocità in cui le forzanti agiscono principalmente alla frequenza prima indicata. Un simile comportamento fa pensare che, in condizioni di accoppiamento delle frequenze del modello, il sistema durante il lock-in esca da tale condizioni e vada ad eccitare ad una frequenza diversa da quelle del modello stesso per poi ritornarvi.

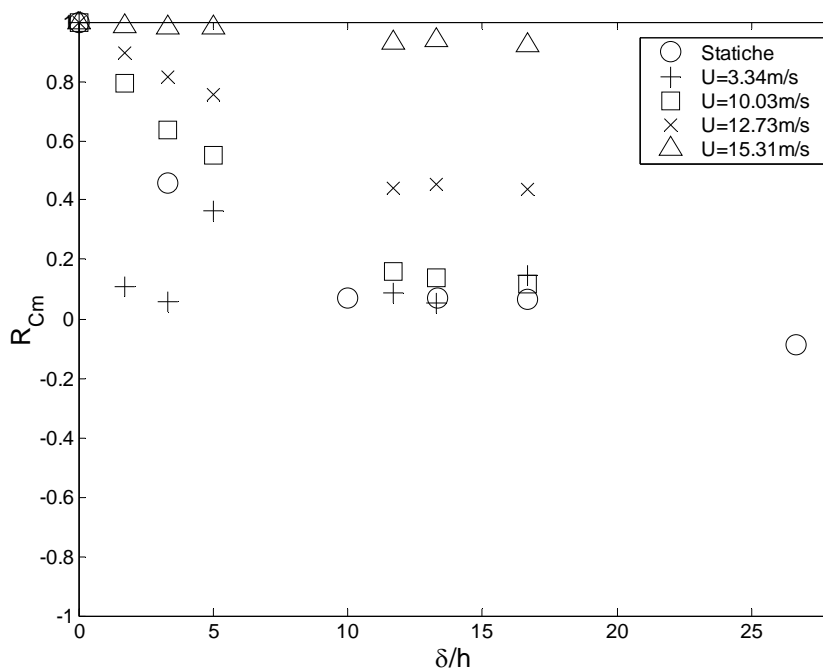


Figura 6.72 Andamento della correlazione spaziale per la componente torsionale per i differenti regimi configurazione AC1

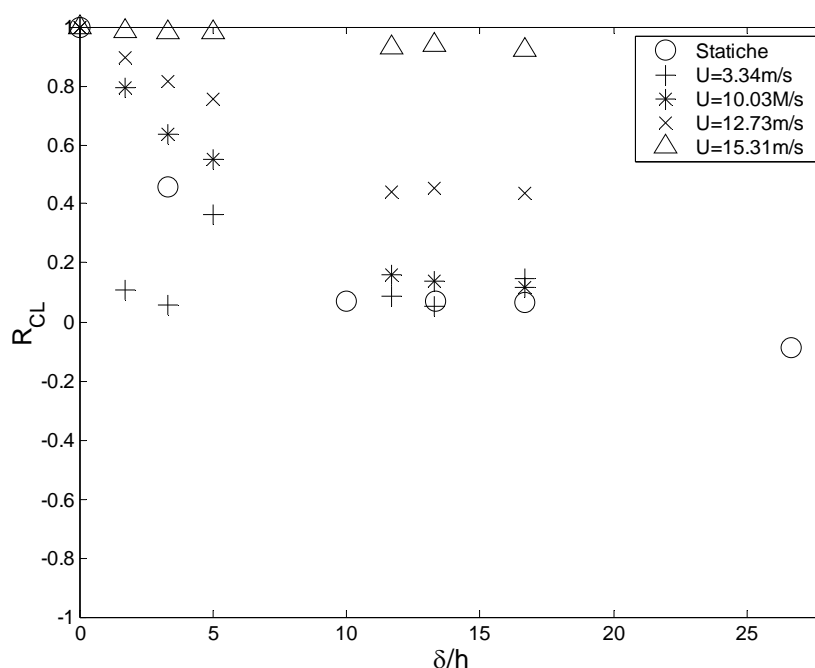


Figura 6.73 Andamento della correlazione spaziale per la componente di portanza per i differenti regimi configurazione AC1

6.3.2. Coefficiente di correlazione longitudinale per una sezione rettangolare

Di seguito si riportano gli andamenti dei coefficienti di cross correlazione al variare della distanza (δ) adimensionalizzata rispetto alla altezza (h) del modello. Per meglio comprendere gli effetti che possono influenzare la correlazione longitudinale su di un impalcato da ponte, sono stati studiate diverse configurazioni (AC1 ed AC4) dinamiche che sono state confrontate con i risultati ottenuti durante le prove sul modello fisso. Oltre alla variazione del set-up sperimentale sono stati studiati gli effetti del regime di vibrazione. Come descritto nella sezione precedente infatti, nelle configurazioni AC1 ed AC4, sono stati individuati tre principali meccanismi di eccitazione, lock-in, oscillazioni forzate e flutter. È stata assunta una velocità significativa per ciascun regime, tranne che per il flutter per il quale sono state riportate due misurazioni, una in condizioni prossime all'innesco di tale fenomeno, e l'altro a fenomeno pienamente sviluppato.

In Figura 6.72 sono riportati, per la configurazione AC1, gli andamenti della correlazione della forzante torsionale, ricavata dalle prove statiche, per la velocità di lock-in ($U=3.34$ m/s), oscillazioni forzate ($U=10.03$ m/s), flutter con ampiezza di oscillazione torsionale paragonabili con quelle di lock-in ($U=12.73$ m/s), ed infine flutter sviluppato ($U=15.31$ m/s). Si può notare come la condizione di modello fisso porti ad una drastica diminuzione del coefficiente di correlazione che già per valori della distanza adimensionalizzata di 3.33 assume valori di 0.2 analogamente anche il regime di oscillazioni forzate presenta una drastica diminuzione del coefficiente di correlazione, presentando valori della correlazione per una distanza

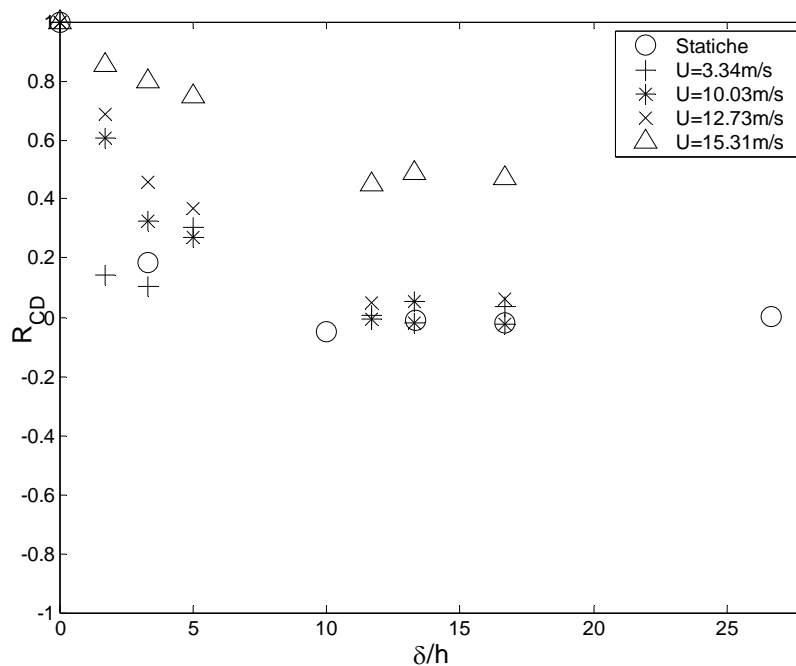


Figura 6.74 Andamento della correlazione spaziale per la componente di resistenza per i differenti regimi configurazione AC1

adimensionalizzata di 3.3 circa 0.32. entrambi i casi ora analizzati presentano un andamento asintotico a zero. Passando poi alle velocità corrispondenti a regimi autoeccitati si può notare come la correlazione si mantenga su valori più elevati. In condizioni di flutter sviluppato ($U=15.31\text{m/s}$) si ha che il valore del coefficiente di correlazione per tutte le distanze per cui è stato calcolato si mantiene al di sopra di 0.9. Ciò a dimostrazione del fatto che in un regime autoeccitato, quale è il flutter, il livello di organizzazione delle forzanti da parte delle oscillazioni della struttura è alto. Per quanto attiene ai due rimanenti regimi si vede come in entrambi i casi gli andamenti dei coefficienti siano molto simili tra loro. il livello di correlazione pur presentando una diminuzione rispetto al regime di flutter prima osservato, si mantiene ancora elevato anche per valori della distanza adimensionalizzata di 16.7³.

In Figura 6.73, sempre per la configurazione AC1 è riportato l'andamento del coefficiente di correlazione per la componente di portanza misurato alle velocità campione utilizzate per la componente torsionale oltre che nella configurazione di modello fisso. Il coefficiente di correlazione, per le misurazioni delle prove statiche, presenta un andamento simile a quello delle componente torsionale pur presentando una diminuzione di correlazione più graduale. Analogamente il regime di oscillazioni forzate ha un andamento sempre decrescente fino al valore zero, ma mostrando valori più elevati rispetto a quelli della torsione. Per entrambe le

³ Valori del distanziamento di 16.7 equivale a dire che la registrazione di un simile valore per un impalcato da ponte di 3300m ed alto 4.65m le componenti di torsione si mantengono correlate, con un valore del coefficiente di correlazione di 0.5 fino a più di 77m.

configurazioni l'andamento presenta un asintoto a zero come per la componente torsionale. Per la condizione di flutter sviluppato anche per questa componente si ha che il livello di correlazione si mantiene molto elevato, costantemente al di sopra di 0.9. Per quanto riguarda i due rimanenti regimi, si può osservare come mentre la condizione di flutter iniziale, presenta sia pur basso, ma un valore di correlazione anche per elevati valori della distanza adimensionalizzata (circa 0.4), la condizione di lock-in al contrario mostra una drastica diminuzione anche per valori bassi della distanza ($\delta/h=1.7$ $R_{CL}=0.12$). un simile fenomeno di riduzione della correlazione in condizioni di lock-in si può spiegare considerando che le oscillazioni in questo regime di oscillazione aeroelastica, sono sull'altra componente, la torsione, non essendo pertanto organizzate sulla componente di portanza (basso valore della correlazione).

La componente di resistenza presenta valori della correlazione più bassi per tutti i regimi osservati, rispetto a quanto visto per le altre due componenti aerodinamiche (Figura 6.74). in particolare si può osservare come per tutti i regimi di vibrazione, escluso il flutter sviluppato, e per le prove statiche a partire da valori distanziamento pari a 11.7 il livello di correlazione è prossimo a zero. Per il solo flutter si registra un livello di correlazione residuo anche per tale forzante valutabile in circa 0.4. Sempre per la configurazione AC1 è stato studiato il livello di correlazione non solo delle forzanti ma anche di alcune prese significative per la comprensione ei meccanismi aeroelastici: la presa di base e quella di stagnazione.

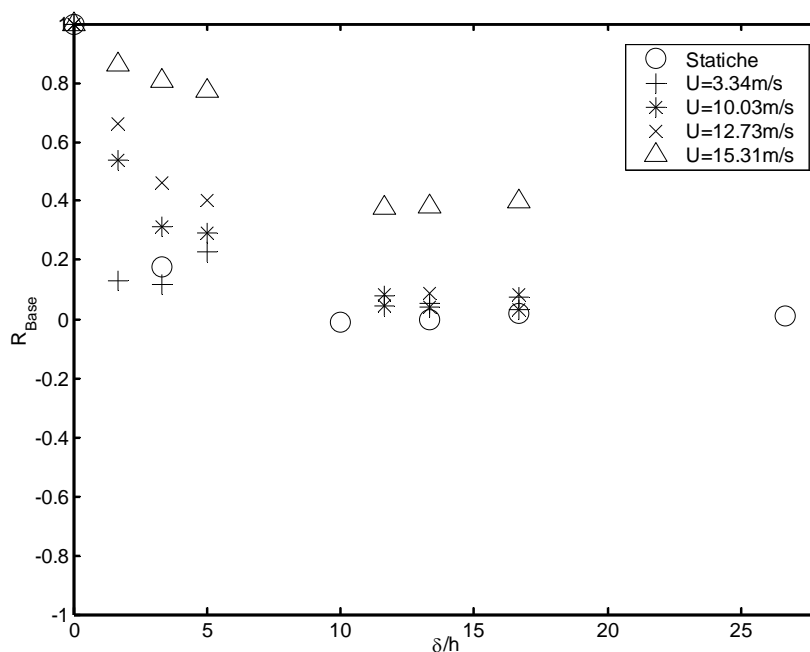


Figura 6.75 Andamento della correlazione spaziale per la presa di base per i differenti regimi configurazione AC1

In Figura 6.75 è riportato l'andamento del coefficiente di correlazione per la presa di base⁴ per i diversi regimi osservati. Per tale presa gli andamenti dei coefficienti di correlazione con la distanza sono molto prossimi a quelli registrati per la componente di resistenza. Pertanto con valori della correlazione che per distanza adimensionalizzate maggiori di 11.7 presentano correlazioni prossime a zero e che anche per valori di 1.7 i coefficienti si mantengono intorno a 0.15 per la condizione di lock-in, a 0.65 per quella di flutter con la stessa ampiezza di rotazione torsionale del lock-in, 0.9 per il flutter sviluppato. Infine per quel che riguarda la presa di stagnazione (Figura 6.76) si osservano andamenti dei coefficienti di correlazione non uniformi. Anche per la condizione di flutter sviluppato infatti si nota un andamento decrescente oscillatorio della correlazione con la distanza. Si è visto fin ora al variare della velocità per ciascuno dei casi cosa succedeva in termini di correlazione. Confrontando però due regimi differenti, ma con analoghe ampiezze di oscillazioni torsionali e diverse velocità del flusso ($U=3.34\text{ m/s}$ e $U=12.73\text{ m/s}$) si vede come gli andamenti della correlazione in termini di momento torcente e di portanza presentino gli stessi valori, anche se per il regime di lock-in l'andamento decrescente con la distanza risulta essere oscillante. Per la componente di resistenza, così come per la presa di base i due regimi registrano andamenti della correlazione differente, principalmente per valori

⁴ in Appendice è riportato lo studio per otto prese significative lungo la sezione trasversale in entrambe le configurazioni

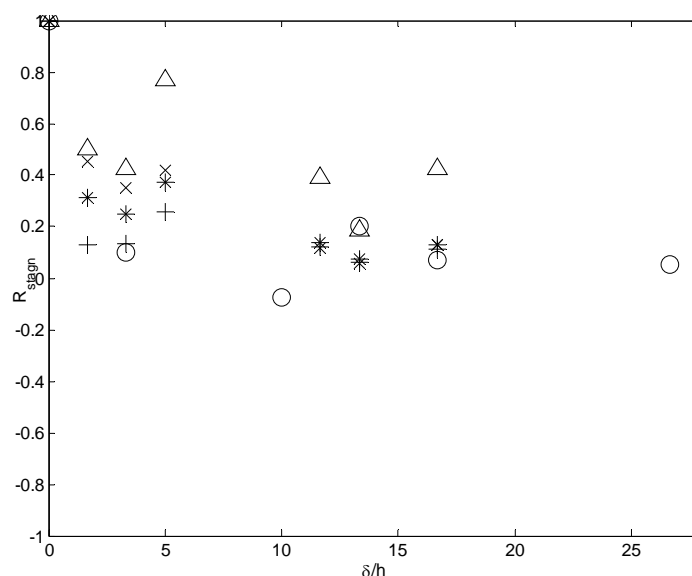


Figura 6.76 Andamento della correlazione spaziale per la presa di stagnazione per i differenti regimi configurazione AC1

della distanza adimensionalizzata minori di 11.7. In tale regione il lock-in presenta l'andamento oscillatorio decrescente portandosi però da subito verso valori della correlazione bassi (intorno a 0.15). Per la presa di stagnazione la condizione di lock-in rimane sempre con livelli di correlazione più bassi di quelli della condizione iniziale di flutter, ma quest'ultima presenta anch'essa lo stesso andamento oscillatorio del regime di lock-in.

Nella configurazione AC4, come visto dall'analisi della risposta, i regimi diventano meno distinti l'uno dall'altro. Il confronto con i risultati delle prove statiche viene effettuato prendendo in esame la velocità $U=3.19\text{ m/s}$ come caratteristica del lock-in, la $U=9.99\text{ m/s}$ come caratteristica del regime di oscillazioni forzate, la $U=12.05\text{ m/s}$ per quella di flutter con ampiezze di oscillazioni torsionali prossime a quelle di lock-in ed infine $U=15.56\text{ m/s}$ come velocità caratteristica del regime di flutter. Per ciascuna di tali velocità e per le prove statiche di seguito si riportano i risultati in termini di coefficienti di correlazione delle tre componenti di forzanti (torsione, portanza e resistenza) e delle due prese significative da un punto di vista aerodinamico: base e stagnazione.

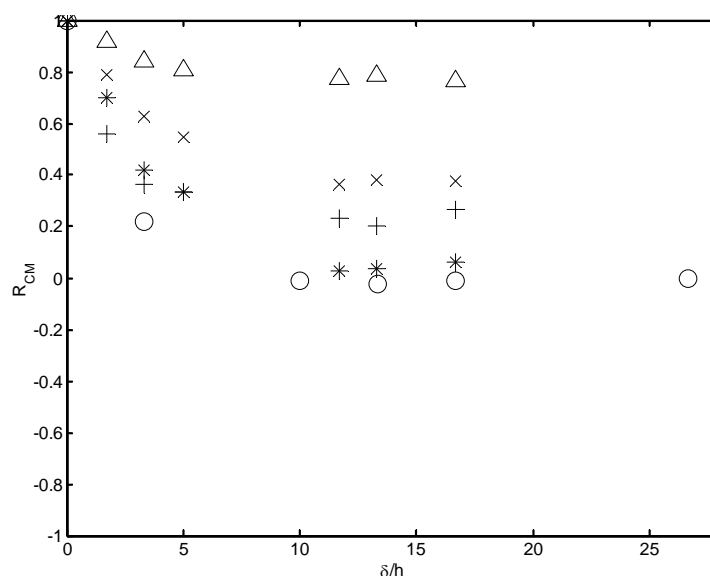


Figura 6.77 Andamento della correlazione spaziale per torsione per i differenti regimi configurazione AC4

In Figura 6.77 è riportato l'andamento del coefficiente di correlazione per la componente di torsione nei sopra indicati regimi. Dal confronto con AC1 si vede come in generale per ciascun regime si abbia una diminuzione di correlazione. Unica eccezione è il regime di oscillazioni forzate per il quale si nota un incremento della correlazione valutabile mediamente intorno al 25%. Deve altresì essere evidenziato come il regime di lock-in, per ampiezze di oscillazioni torsionali prossime nelle due configurazioni, presenti valori della correlazione minori (circa il

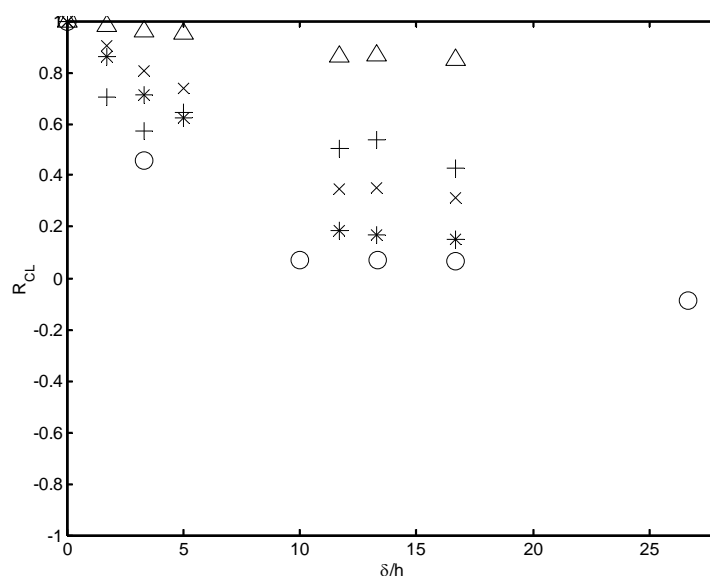


Figura 6.78 Andamento della correlazione spaziale per portanza per i differenti regimi configurazione AC4

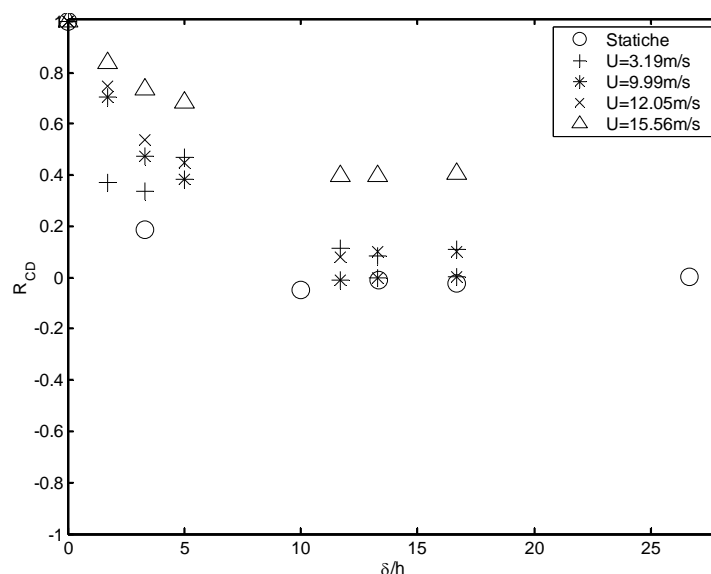


Figura 6.79 Andamento della correlazione spaziale per resistenzaper i differenti regimi configurazione AC4

15% in meno) ed un andamento non oscillatorio al variare della distanza. Una simile variazione è imputabile al differente modo di vibrare, lasciando capire che la correlazione risulta essere collegata non solo all'ampiezza di vibrazione ma anche ai differenti meccanismi che di tale vibrazione sono la causa. In regime di flutter si vede come la correlazione è diminuita pur essendo, per tale valore di velocità aumentata l'ampiezza delle oscillazioni torsionali.

In Figura 6.78 è riportato l'andamento della correlazione del coefficiente di portanza per i diversi regimi di vibrazione. Si può osservare come per la condizione di lock-in ci sia un drastico

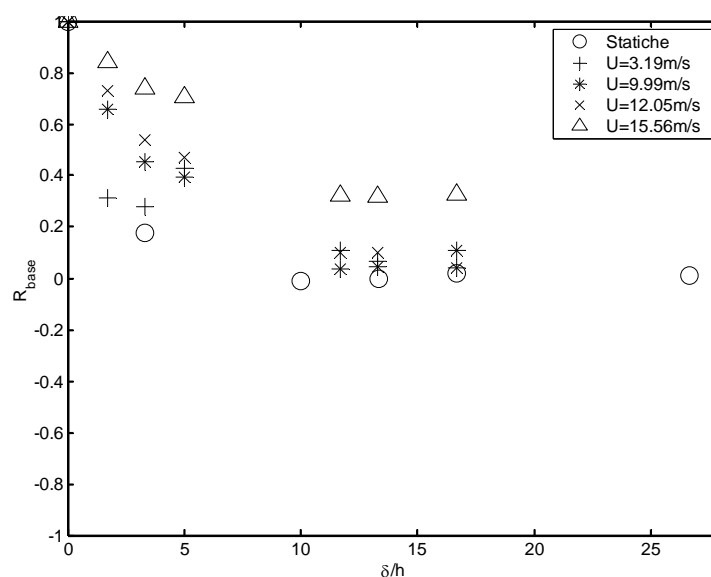


Figura 6.80 Andamento della correlazione spaziale per presa di base per i differenti regimi configurazione AC4

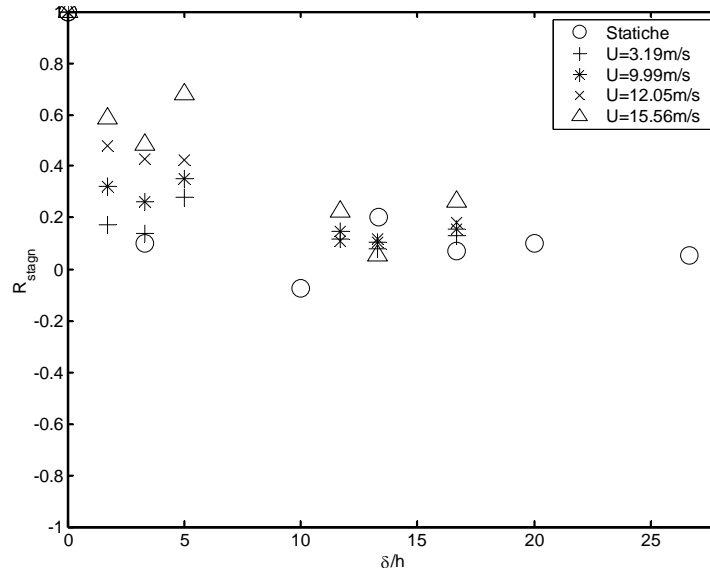


Figura 6.81 Andamento della correlazione spaziale per presa di stagnazione per i differenti regimi configurazione AC4

aumento della correlazione (il valore del coefficiente di correlazione in AC1 è circa il 15% dell'equivalente dell'AC4) confrontato con la configurazione AC1, per ampiezze di oscillazioni verticali contenute e prossime tra loro. negli altri regimi di vibrazione invece il confronto con la configurazione AC1 indica una leggera diminuzione della correlazione della componente di portanza. In Figura 6.79 mostra analoghi andamenti di cui alla precedente figura, in questo caso però per la componente di resistenza. Si può osservare che, fatta eccezione per il regime di lock-in, per i rimanenti regimi i valori della correlazione risultano sostanzialmente invariati. La presa di base (Figura 6.80), così come la presa di stagnazione (Figura 6.81) presentano valori della correlazione prossimi a quelli della configurazione AC1. In particolare si evidenzia come ci sia sempre un incremento della correlazione per il regime di lock-in ed una diminuzione per gli altri regimi di oscillazione.

Da quanto fin ora riportato si può osservare, come per regimi di oscillazione forzate e per il modello fisso la correlazione ha un andamento tale che all'aumentare della distanza si porta a valori nulli della correlazione. Al contrario nei regimi autoeccitati, il livello di correlazione si mantiene a valori più elevati, raggiungendo, in condizioni di flutter il livello più alto anche con valori della distanza elevati (per il flutter si hanno anche valori di correlazione di 0.9). È importante a questo punto andare a determinare l'andamento di questa funzione di correlazione al variare della distanza. Per fare ciò si approssimano i valori dei coefficienti di correlazione, per ciascun caso osservato, con una funzione esponenziale negativa del tipo

$$R_i\left(\frac{\delta}{h}\right) = e^{-c\left(\frac{\delta}{h}\right)^{-k}} + d \quad (5.4)$$

AC1	Valore asintotico (d)					Coefficiente di decadimento (c)				
Prova	M	L	D	S	B	M	L	D	S	B
statico	0	0	0	0	0	0.462	0.234	0.512	0.952	0.52
$U=3.3$ m/s	0.54	0.14	0.10	0.14	0.11	0.648	5.00	1.78	5.00	2.26
$U=10.0$ m/s	0	0	0	0.17	0.04	0.308	0.137	0.306	0.868	0.34
$U=12.7$ m/s	0.39	0.22	0	0.12	0.05	0.289	0.088	0.219	0.389	0.23
$U=15.3$ m/s	0.89	0.78	0.35	0.43	0.10	0.186	0.027	0.120	1.136	0.08

AC4	Valore asintotico (d)					Coefficiente di decadimento (c)				
Prova	M	L	D	S	B	M	L	D	S	B
statico	0.00	0.00	0.00	0	0.00	0.462	0.234	0.512	0.952	0.526
$U=3.2$ m/s	0.24	0.50	0.15	0.15	0.17	0.507	0.457	0.484	2.15	0.783
$U=10.0$ m/s	0.00	0.00	0	0.19	0	0.241	0.116	0.224	0.929	0.222
$U=12.1$ m/s	0.35	0	0.02	0.15	0.03	0.245	0.075	0.183	0.362	0.183
$U=15.6$ m/s	0.77	0.68	0.31	0.16	0.13	0.329	0.041	0.145	0.219	0.106

Tabella 5.1 Andamento dei coefficienti c e d al variare dei regimi e della configurazione

in cui c , k e d sono delle costanti. Il valore di k può essere espresso in funzione delle due rimanti costanti imponendo che la funzione interpolante passi per il valore 1 per $\delta/h=0$, da cui

$$k = \frac{1}{c} + \ln(1 - d) \quad (5.5)$$

Dallo studio delle curve di correlazione fin ora riportato, ricercando per ciascuna di queste la coppia di valori del coefficiente c e della costante d che attraverso la (5.4) riescono a meglio ad approssimare i coefficienti di correlazione si sono ottenuti i valori riportati in tabella 5.1. Si può osservare come la curva interpolante dei coefficienti di torsione per la configurazione AC1 in condizioni di flutter presenti un asintoto a 0.89 (Figura 6.82-(a) torsione con interpolante AC1 flutter): il che significa come anticipato che per tale regime la componente di torsione si mantiene altamente correlata. Si osserva inoltre come valori elevati degli asintoti, si abbiano anche per le componenti di portanza sia in AC1 (Figura 6.82-(c)) che in AC4 (Figura 6.82-(d)) e per la componente di torsione in AC4 Figura 6.82-(b)), sempre nella condizione di flutter. Questi asintoti elevati sono pertanto adducibili alla presenza di componenti autoeccitate nel meccanismo globale di eccitazione di tale regime. La parte di correlazione persa in tal regime si può pertanto addurre, alla componente di *buffeting* che è pur sempre presente anche nei regimi di flutter e di lock-in. In regime di oscillazioni forzate l'asintoto che si ha per la componente di torsione sia per la configurazione AC1 che per quella AC4 è quasi sempre l'asse zero. A conferma del fatto che in

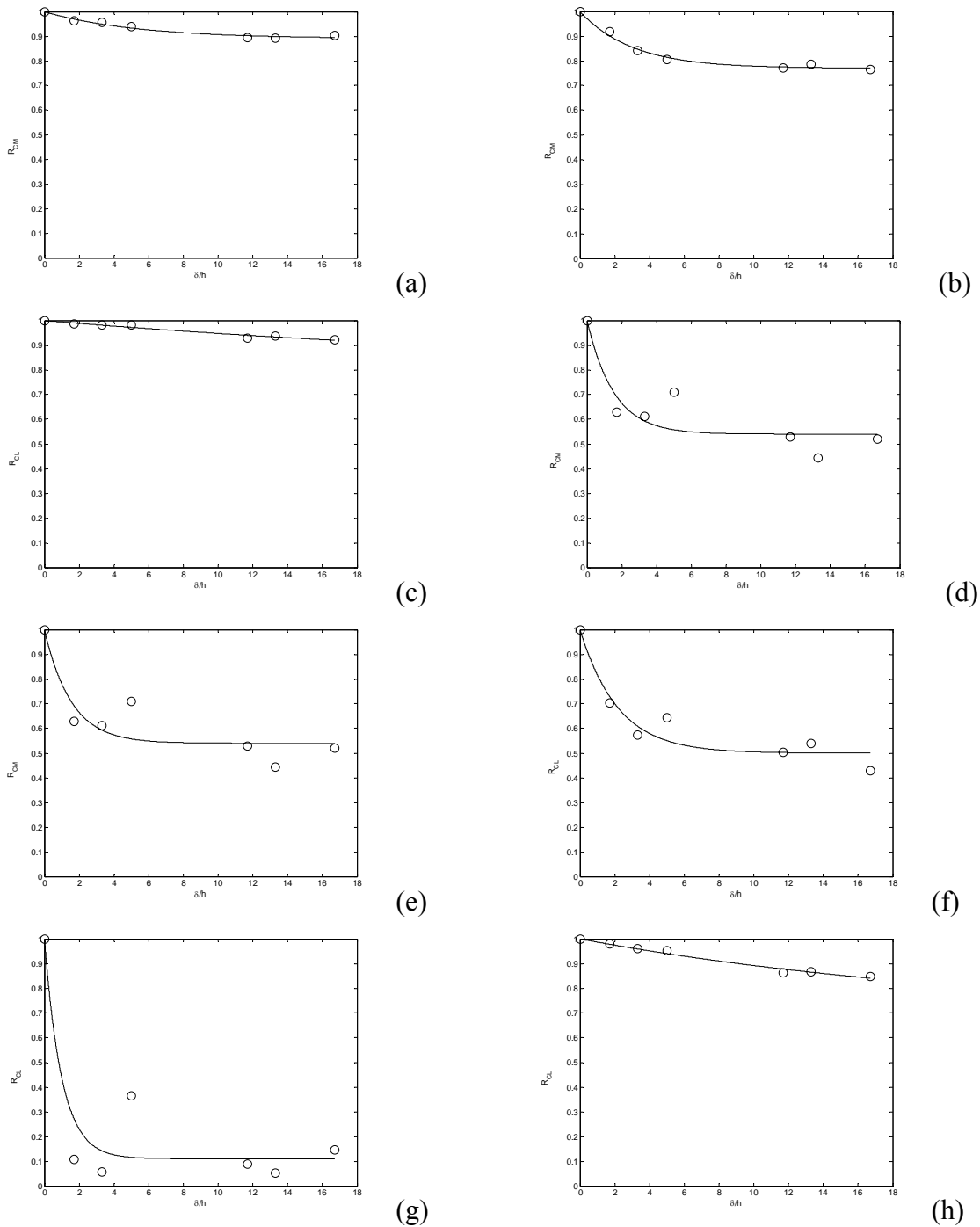


Figura 6.82 Andamento delle curve interpolanti (5.4) per il flutter (a-d) ed il lock-in (e-f) per la componente torsionale (a-b & e-f) e per quella di portanza (c-d & g-h) per la AC1 (sinistra) e AC4 (destra)

tale regime sono praticamente nulle le componenti autoeccitate. Infine la condizione di lock-in. In tale condizione, per questa particolare campagna sperimentale, si notano valori di correlazione residui elevati, ma minori della condizione di flutter. La peculiarità di tale regime si ha nel confronto tra le due configurazioni fin ora osservate. In AC1, in cui si presenta un chiaro lock-in

torsionale, l'asintoto più elevato lo presentano i coefficienti di correlazione della componente torsionale (0.54 (Figura 6.82-(e)) contro 0.14 (Figura 6.82-(g)) della componente di portanza). In AC4 (Figura 6.82-(f) & (h)) succede esattamente il contrario, pur il modello presentando ampiezze di oscillazioni sia torsionali che di spostamenti verticale prossime tra loro. Una simile "anomalia" è spiegabile considerando che in condizioni di rapporto tra le due frequenze proprie del modello pari ad uno il sistema tende, come osservato durante l'analisi della risposta, a vibrare verso una nuova frequenza a cui eccita proprio la componente di spostamenti verticali.

6.3.3. Analisi della correlazione attraverso la decomposizione ortogonale

Nella sezione precedente si è visto come per i regimi di vibrazione autoeccitati sia presente un valore della correlazione residuo anche per valori elevati della distanza. Tale valore in tale sede è stato attribuito alle componenti autoeccitate che agiscono a ciascun regime, imputando inoltre la perdita di correlazione alle componenti di *buffeting* presenti. È stato inoltre visto come l'utilizzo della decomposizione ortogonale, sia attraverso la matrice di covarianza sia attraverso la matrice densità spettrale di potenza consenta di separare i diversi meccanismi di eccitazione a ciascuna frequenza associando a ciascun modo un particolare meccanismo di eccitazione. Ciò premesso l'applicazione della CPT e la successiva valutazione della correlazione dei segnali delle componenti di eccitazione ricostruite da uno o da un numero limitato di modi può aiutare a meglio comprendere i meccanismi di eccitazione di ciascun regime e come ciascun di essi sia differentemente correlato. In questa specifica analisi di ricerca dei meccanismi che si mantengono correlati anche per valori elevati delle distanze le condizioni di oscillazione forzata e di modello fisso non vengono prese in considerazione per quanto visto nella sezione precedente in cui è stato mostrato un asintoto a zero per tali configurazioni.

La configurazione AC1 in condizioni di flutter presenta la situazione di maggiore contenuto correlato residuo dell'eccitazione del modello. Si osserva come, proiettando il segnale del momento torcente, i primi tre modi presentano valori della correlazione differenti (Figura 6.83). I primi due modi presentano una componente principale alla frequenza principale del sistema originale (Figura 6.84), Il terzo modo è invece abbinato alla frequenza di 20 Hz, si vede quindi come il primo modo presenti una correlazione maggiore di quanto rilevabile nella componente originale. Il terzo modo pur mantenendo un valore asintotico relativamente elevato, risulta essere meno correlato di quello ricostruito dal solo primo modo. Si vede, quindi, come la diminuzione di correlazione del segnale non sia attribuibile a quanto avviene alla frequenza principale di eccitazione del sistema bensì a ciò che succede alle altre frequenze. Dalla valutazione della correlazione del segnale ricostruito dai primi tre modi si vede come risulti praticamente coincidente con quella del segnale originale, dando riprova che con i primi tre modi sono stati individuati sia i meccanismi correlati che quelli meno o non correlati. Per lo stesso regime, ma per la configurazione AC4, si vede come (Figura 6.85) il primo modo si mantiene sempre al di sopra di 0.9 di correlazione. Il secondo invece scende fino a 0.6 ed il terzo a 0.15. Dall'andamento degli spettri (Figura 6.86) si evidenzia che il primo modo sia interamente concentrato alla frequenza principale di eccitazione (come il modo due ma con un contributo energetico minore) mentre il

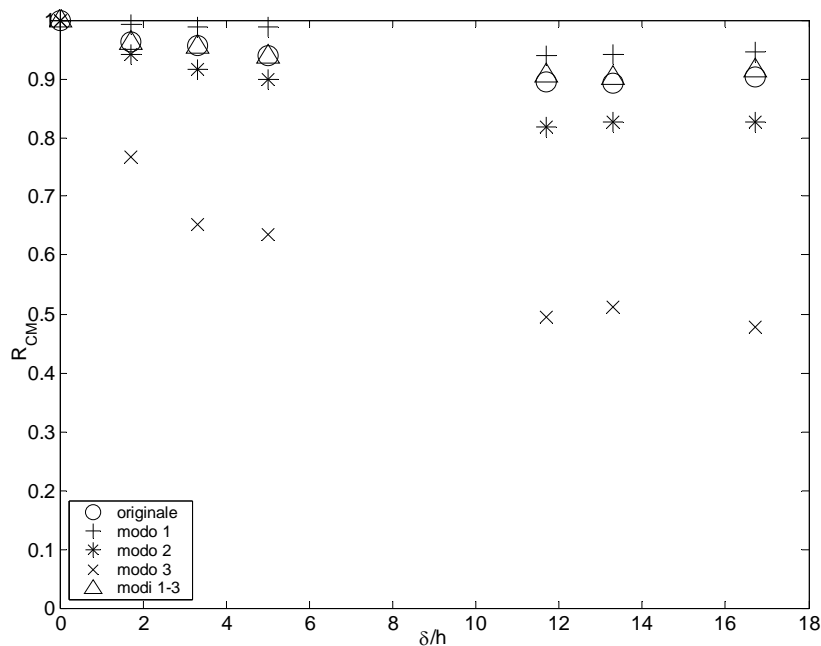


Figura 6.83 Andamento della correlazione spaziale per torsione del segnale originale e dai ricostruiti con un numero limitato di modi per la configurazione AC1 $U=15.31\text{m/s}$

terzo, ha una componente a tale frequenza ma di almeno due ordini di grandezza più piccola di quella del segnale originale. Il principale contributo del terzo modo è alla frequenza di circa 22 Hz. Ricostruendo poi il segnale con tali primi tre modi si vede sia in termini di funzione densità spettrale di potenza che in termini di coefficienti di correlazione che il segnale ottenuto è prossimo a quello originale.

In condizioni di lock-in l'identificazione della componente correlata e di quella non correlata meno immediata. Nella configurazione AC1, infatti, il valore della correlazione del segnale torsionale ricostruito dal solo primo modo risulta essere vicino a quello originale (Figura 6.87) anche in termini di funzione densità spettrale di potenza (Figura 6.90). Tale segnale riproduce con buona approssimazione sia il picco principale che i due picchi secondari, di due ordini di grandezza più piccoli, presenti nello spettro. Il modo due fornisce un discreto contributo alla frequenza principale e poi rimane con contenuti bassi su tutto l'intervallo di frequenza. Il terzo modo presenta una PSD simile al secondo, solo con contributo minore alla frequenza principale di eccitazione, e maggiore su tutto il resto dell'intervallo di frequenza analizzato. Dal confronto tra questi due modi, in particolare, è possibile identificare le “frequenze correlate” e quelle che non lo sono. Infatti si vede come il modo due pur essendo a così basso contenuto energetico presenta un andamento molto vicino a quello del segnale originale dei coefficienti di correlazione; il modo tre pur avendo una maggiore energia, questa distribuita però su frequenze diverse dalla principale portando il tutto ad una condizione di bassa correlazione.

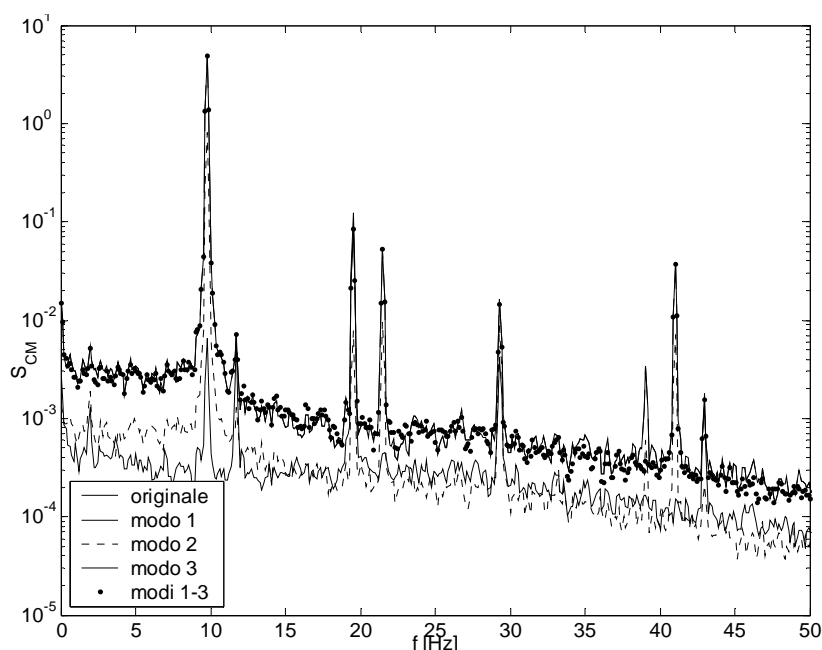


Figura 6.84 Andamento della PSD per torsione del segnale originale e dai ricostruiti con un numero limitato di modi per la configurazione AC1 $U=15.31\text{m/s}$

Diversa la situazione per il lock-in nella configurazione AC4 (Figura 6.88). Tutti e tre i picchi presenti del segnale originale sono associabili più o meno in eguale misura ai primi tre modi. Il contenuto energetico globale presente in questa condizione è relativamente basso, rendendo meno identificabili i differenti meccanismi. Inoltre dai primi due modi presi singolarmente e dai primi tre cumulati, incomincia a vedersi il sorgere di un picco (ancora a banda molto larga) alla frequenza cui poi andrà ad eccitarsi la struttura (8 Hz). Questo picco, non visibile nel segnale originale, rende meno leggibile il comportamento del sistema. In termini di correlazione solo il primo modo è associabile al segnale originale (Figura 6.89) anche se l'accuratezza è inferiore rispetto a quanto visto per gli altri meccanismi correlati. Inoltre deve essere evidenziato come lo stesso segnale originale presenti un basso valore della correlazione residua (0.24) lasciando principalmente correlata la componente di portanza.

6.4. LA CORRELAZIONE LONGITUDINALE COME STRUMENTO DI ANALISI PER LA MITIGAZIONE DELLA VULNERABILITÀ DELLE STRUTTURE ALL'AZIONE DEL VENTO.

Nel presente capitolo sono stati analizzati i parametri che influenzano ed il loro modo di influenzare la correlazione longitudinale delle forzanti aerodinamiche lungo un impalcato da ponte. Come visto pertanto dopo aver analizzato, nei precedenti capitoli, le forze sezionali sugli impalcati da ponte e come una loro conoscenza possa consentire di ottimizzare il progetto di una struttura da ponte riducendone la vulnerabilità all'azione eolica, nel presente capitolo si è passati allo studio anche nella terza dimensione (longitudinale) degli impalcati e come questo possa

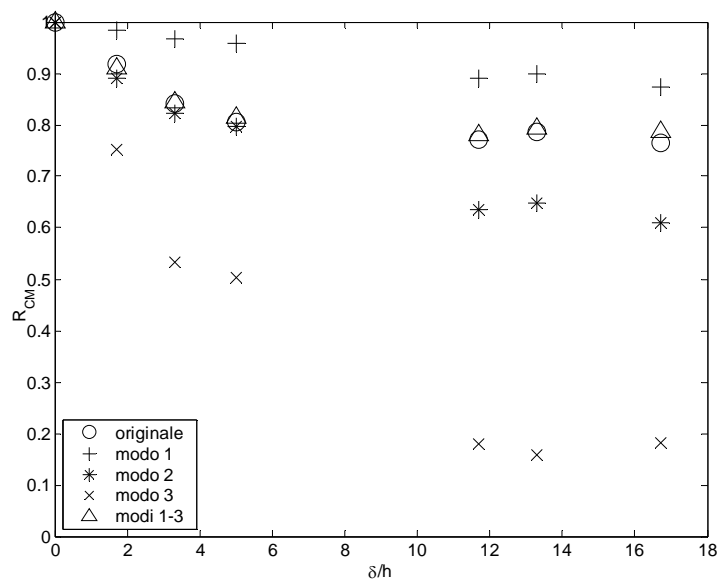


Figura 6.85 Andamento della correlazione spaziale per torsione del segnale originale e dai ricostruiti con un numero limitato di modi per la configurazione AC4 $U=15.56$ m/s

ottimizzare il progetto delle strutture anche per minimizzare la vulnerabilità eolica delle strutture da ponte.

Nel presente capitolo è stato mostrato come la correlazione longitudinale sia influenzata dall'ampiezza di oscillazione e dal regime di oscillazione. In particolare per quest'ultimo aspetto non presente in letteratura, si è potuto osservare che per i regimi di oscillazione autoeccitati, per i quali l'interazione fluido struttura è maggiore, il livello di correlazione delle forzanti è maggiore. Questo è dovuto alla capacità di correlare spazialmente le forzanti della vibrazione della struttura. Dalla campagna sperimentale eseguita si è inoltre potuto osservare come il coefficiente di correlazione si mantenga intorno a 0.9, nei regimi autoeccitati, anche per distanza adimensionalizzate rispetto all'altezza di 16.7. La pur minima diminuzione, comunque presente, del livello di correlazione si spiega con la presenza di meccanismi di eccitazione, anche nei regimi autoeccitati, non legati alla vibrazione della struttura. Ciò è stato riprovato utilizzando la decomposizione ortogonale attraverso la matrice di covarianza che ha consentito di separare per ciascuna componente i diversi meccanismi presenti, mostrando come il livello di correlazione della forzante legata a meccanismi autoeccitati sia superiore a quella del segnale originale.

Quanto visto nel presente capitolo evidenzia quali parametri e come influenzano i coefficienti di correlazione. Come noto dalla correlazione, ed in particolare dal coefficiente della lunghezza di correlazione l'Eurocodice 1 propone un metodo per la valutazione dell'ampiezza di oscillazione trasversale delle strutture esposte al vento. In particolare si vede come

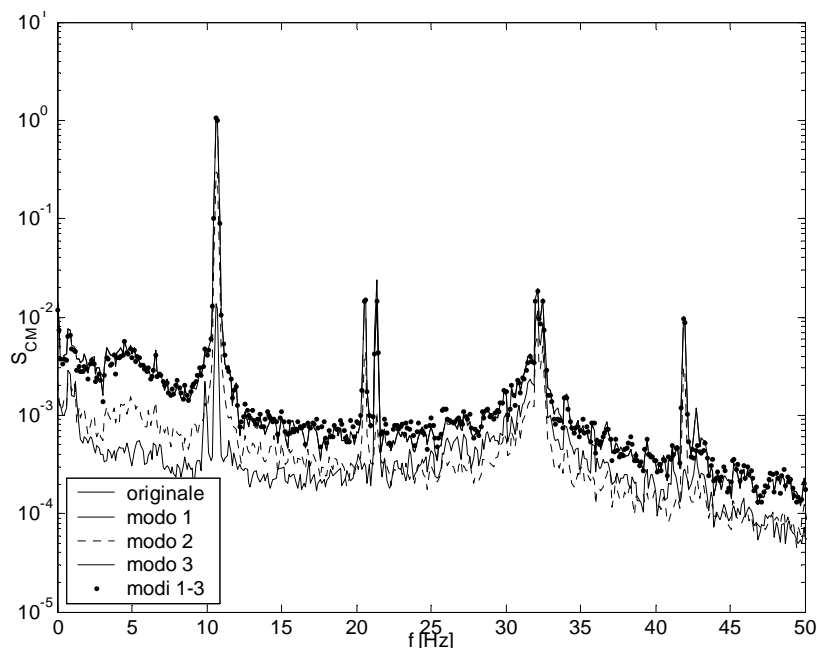


Figura 6.86 Andamento della PSD per torsione del segnale originale e dai ricostruiti con un numero limitato di modi per la configurazione AC4 U=15.56m/s

$$\frac{y_{\max}}{b} = \frac{1}{St^2} \frac{1}{Sc} K K_w c_{lat} \quad (5.6)$$

in cui St è il numero di Strouhal, Sc è il numero di Scruton, K_w è il coefficiente di lunghezza di correlazione, K è il coefficiente di forma modale e c_{lat} è un coefficiente di forza laterale gabbellato secondo l'Eurocodice 1. quindi soffermandosi in particolare sui termini legati alla correlazione si ha che K_w sempre secondo l'Eurocodice può essere determinato come

$$K_w = \frac{\sum_{j=1}^n \int_{L_j} |\phi_{i,y}(s)| ds}{\sum_{j=1}^m \int_{l_j} |\phi_{i,y}(s)| ds} < 0.6 \quad (5.7)$$

in cui $\phi_{i,y}$ è la i -sima forma modale, L_j è la lunghezza di correlazione, l_j è la distanza tra due nodi del j -simo modo, n è il numero di regioni in cui l'eccitazione indotta dal distacco ei vortici avviene simultaneamente, m è il numero di antinodi della struttura in vibrazione nel considerato modo ed s sono le coordinate del punto lungo la struttura.

Visto quindi come le attuali normative utilizzano la lunghezza di correlazione per la determinazione della massima ampiezza della risposta trasversale delle strutture appare chiaro come lo studio svolto nel presente capitolo sia utile per la valutazione e minimizzazione della vulnerabilità delle strutture all'azione eolica. Infatti dalla conoscenza dei coefficienti di

correlazione è possibile valutare le lunghezze di correlazione delle singole componenti. In particolare questa deve essere valutata non sull'intera componente, bensì sulla sola parte correlata delle componenti aerodinamiche. Pertanto in riferimento alla simbologia introdotta nella (5.4) si ha che

$$L_j/h = \int \exp[-c \delta/h] d(\delta/h) = 1/c \quad (5.8)$$

Valutato in questo modo la lunghezza di correlazione si può osservare (tab 6.2) come per la configurazione AC4 in condizione di lock-in siano maggiori che nella configurazione AC1. Inoltre dal confronto tra la condizione di lock-in e quella di flutter incipiente si vede che, a parità di ampiezza di oscillazione, in condizione di flutter sia per la AC1 che per la configurazione AC4 si misura un incremento della lunghezza di correlazione. Analogamente le lunghezze di correlazioni delle componenti aerodinamiche aumentano passando dalla condizione di flutter incipiente a quella di flutter pienamente sviluppato.

Pertanto dallo studio svolto si vede come ci siano diversi fattori che influenzano la correlazione e la lunghezza di correlazione, quindi per una migliore valutazione della vulnerabilità delle strutture all'azione del vento, è possibile valutare l'effettiva sicurezza al raggiungimento di un determinato livello di prestazione (individuati nel corso del primo capitolo) utilizzando i valori della lunghezza di correlazione non valutati semplicemente in funzione dell'ampiezza di oscillazione (come proposto dall'Eurocodice 1) bensì attraverso una differenziazione di tali lunghezze di correlazione attraverso una determinazione differenziata a seconda del regime aeroelastico che si vuole analizzare oltre ovviamente alle caratteristiche meccaniche strutturali ed alle ampiezze di oscillazione valutate.

Configurazione AC1						Configurazione AC4					
Prova	M	L	D	S	B	Prova	M	L	D	S	B
statico	2.2	4.3	2.0	1.1	1.9	statico	2.2	4.3	2.0	1.1	1.9
$U=3.34$ m/s	1.5	0.20	0.56	0.20	0.44	$U=3.19$ m/s	2.0	2.2	2.1	0.46	1.3
$U=10.03$ m/s	3.2	7.3	3.3	1.2	2.9	$U=9.99$ m/s	4.1	8.6	4.5	1.1	4.5
$U=12.73$ m/s	3.5	11.4	4.6	2.6	4.3	$U=12.05$ m/s	4.1	13.3	5.5	5.5	2.8
$U=15.31$ m/s	5.4	37.0	8.3	0.88	12.5	$U=15.56$ m/s	3.0	24.4	6.9	9.4	4.6

Tabella 5.1 Andamento delle lunghezze di correlazione al variare dei regimi e della configurazione per le tre componenti aerodinamiche e per le prese di base e di stagnazione

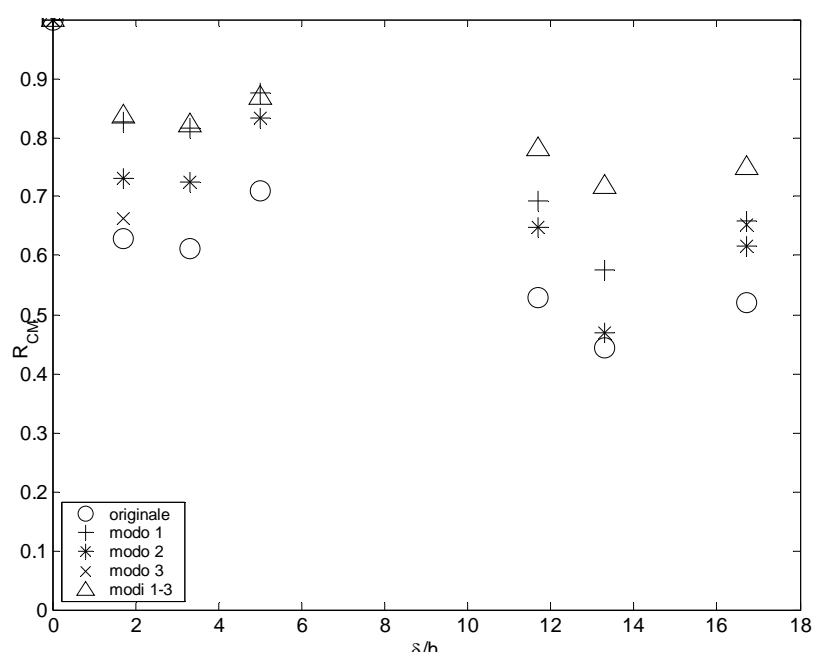


Figura 6.87 Andamento della correlazione spaziale per torsione del segnale originale e dai ricostruiti con un numero limitato di modi per la configurazione AC1 $U=3.34$ m/s

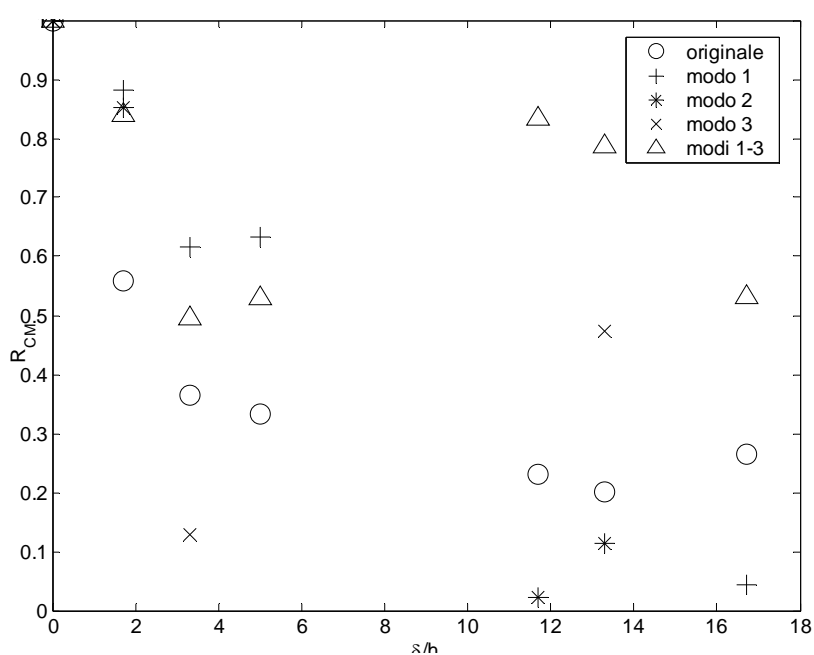


Figura 6.88 Andamento della correlazione spaziale per torsione del segnale originale e dai ricostruiti con un numero limitato di modi per la configurazione AC4 $U=3.19$ m/s

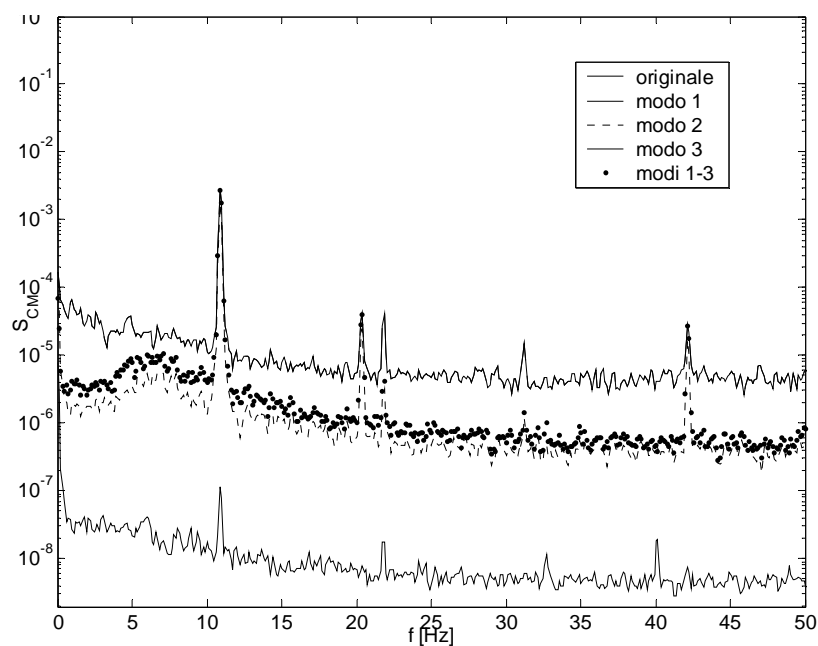


Figura 6.89 Andamento della PSD per torsione del segnale originale e dai ricostruiti con un numero limitato di modi per la configurazione AC4 $U=3.19$ m/s

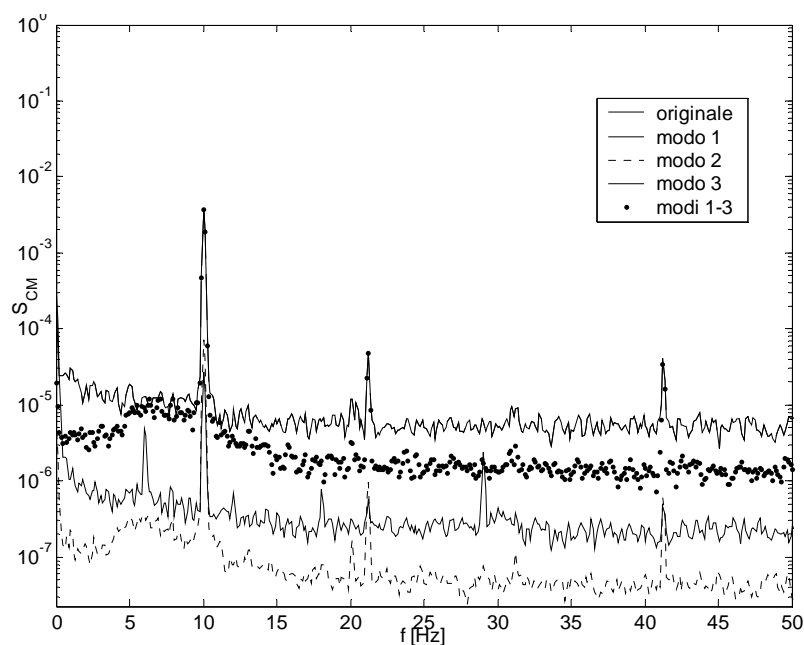


Figura 6.90 Andamento della PSD per torsione del segnale originale e dai ricostruiti con un numero limitato di modi per la configurazione AC1 $U=3.34$ m/s

7 Conclusioni

7.1. L'AERODINAMICA DEI PONTI DI GRANDE LUCE E LO STUDIO DELLA VULNERABILITÀ EOLICA DI TALI STRUTTURE

Si è visto come nel corso degli anni molto è stato fatto e molto deve essere ancora fatto per lo studio del comportamento dei ponti di grande luce, in particolare sotto l'azione del vento. Molte persone sono decedute e molti danni economici si sono registrati, sin dai primordi di tali strutture, a seguito di collassi strutturali, o più in generale di malfunzionamenti, delle strutture da ponte che in qualche modo erano imputabili all'azione del vento. La maggior parte delle volte che si sono avuti problemi dovuti al vento, questi erano imputabili, non tanto ad una errata progettazione o ignoranza del singolo progettista del comportamento della struttura sotto l'azione del vento, bensì imputabili ad ignoranza dell'intera comunità scientifica delle reali cause che hanno indotti il superamento dello stato limite della struttura. Un esempio su tutti è il famoso crollo del ponte di Tacoma che, come evidenziato nel corso del presente testo, era un ponte perfettamente progettato secondo gli standard di inizio secolo scorso ma del quale per molti anni non si è capita la vera ragione del collasso nonostante l'intera comunità scientifica si fosse mobilitata al fine di comprenderne le reali cause.

Il problema della progettazione, ad oggi, delle strutture da ponte, ed in particolari dei ponti di grande luce, risiede nella determinazione dei differenti stati limite per i quali si vuole effettuare la progettazione, accertando per ciascuno di questi la probabilità di verificarsi e il conseguente danno per l'intera società che si avrebbe in caso di raggiungimento di tale limite. A tale scopo all'interno di questa tesi sono stati individuati quattro differenti possibili livelli di prestazione delle strutture da ponte, cui corrisponde per ogni singola struttura un determinato livello di rischio. In questa tesi definiti quindi i livelli di performance, si è passati in seguito allo sviluppo di uno studio della componente aeroelastica, capitolo del più ampio studio della gestione del rischio.

Avendo avuto un ottimo riscontro sullo strumento decomposizione ortogonale, si è passati allo studio del comportamento aeroelastico sezionale degli impalcati da ponte di grande luce. In questo caso è stato possibile individuare tre differenti regimi di oscillazione e per ciascuno di essi ne sono state analizzate le caratteristiche, prendendo ad esempio una velocità del flusso per ciascun regime caratteristica dello stesso. I risultati sono stati confrontati con quelli ottenuti

durante le prove statiche dello stesso modello del Sunshine Skyway bridge. Partendo dal regime di oscillazioni forzate, si è potuto vedere come i risultati siano affini a quelli ottenuti dalle prove statiche, valendo per esso la teoria quasi-statica. In tali condizioni, quindi si è visto come la forzante di torsione sia centrata principalmente alla frequenza di Strouhal, come i coefficienti di torsione medi ed RMS siano prossimi, se non sperimentalmente coincidenti con quelli ottenuti dal modello fisso. Al contrario nella condizione lock-in si è visto come la teoria quasi statica cada in difetto. Pertanto, si vede come i coefficienti medi ed RMS siano diversi da quelli ottenuti dalle prove statiche, come le componenti medie delle forzanti non siano proporzionali al quadrato delle velocità. È da evidenziare inoltre come per tale condizione, anche la distribuzione delle pressioni medie ed RMS lungo l'impalcato ha evidenziato un diverso comportamento della struttura. In tale caso infatti la diminuzione delle pressioni medie, e l'incremento dei valori fluttuanti è dovuto ad un incremento delle ampiezze di oscillazioni. La differenza tra le prove statiche (teoria quasi statica) ed il regime di lock-in è visibile anche dalla distribuzione delle fluttuazioni di pressioni, lungo l'impalcato. In tale caso si vede come le fluttuazioni di pressione siano principalmente centrati sulla parte in coda del modello e che in corrispondenza delle barriere centrali un incremento delle fluttuazioni delle pressioni, indicativo di un riattacco della vena fluida che si manifesta unicamente in tale regime. Si vede pertanto come al variare dei regimi di oscillazioni i contenuti energetici associati a ciascuna presa monometrica variano. Deve inoltre essere evidenziato come la variazione del contenuto energetico non sia semplicemente legata ad una condizione di incremento delle fluttuazioni di pressione ma anche come a ciascun regime sia presente una differente distribuzione in frequenza dell'energia, essendo questa, in particolar modo per le prese in scia dell'impalcato, associata alla frequenza di eccitazione di ciascun regime. Inoltre la variabilità dei segnali delle singole prese, ovvero dell'andamento delle pressioni nei diversi punti dell'impalcato, varia a seconda del regime, evidenziando come le parti dell'impalcato contribuiscono in differente maniera all'eccitazione globale della struttura.

Da tale tesi deve altresì essere evidenziato come le strutture da ponte, ed in particolare gli impalcati a cassone, risultino essere particolarmente sensibili alle variazioni geometriche delle sezioni. È stato possibile notare come una variazione geometricamente trascurabile, come la presenza delle barriere New-Jersey sull'impalcato da ponte, sia in grado di modificare la distribuzione delle pressioni medie e variabili lungo l'intero impalcato (sia all'estradosso che all'intradosso). Ma quanto detto non deve far pensare che per le strutture ad impalcato reticolare, le variazioni geometriche siano meno sentite. Da prendere come esempio è proprio l'Akashi Kaikyo, per il quale si è visto da prove sperimentali come, l'aggiunta di un semplice pannello in corrispondenza della mezzeria della sezione trasversale, lungo tutto l'impalcato e di dimensioni contenute rispetto ai 14 m di altezza dell'impalcato abbia portato ad un aumento della stabilizzazione della struttura.

Per tale ricerca è stata studiata la decomposizione ortogonale attraverso la matrice di covarianza e di densità spettrale di potenza. Nel fare ciò sono stati analizzati differenti regimi di vibrazione, e per ciascuno di essi è stato decomposto il segnale delle forzanti aeroelastiche. È stato possibile associare per ciascun regime, un modo ottenuto dalla decomposizione ortogonale

attraverso la matrice di covarianza, a ciascuna componente di eccitazione che ad un dato regime contribuisce al comportamento aeroelastico dell'intero sistema. Inoltre si è visto come per ottenere una forzante aeroelastica con ottima approssimazione (sino al 98%) siano sufficienti un numero limitato di modi. In particolare si è visto come tale numero sia strettamente correlato alla complessità del meccanismo di eccitazione totale della struttura in un dato regime. Ad esempio in condizione di oscillazioni forzate, per il quale è possibile individuare un solo meccanismo componente, si abbia che due modi siano sufficienti ad ottenere un buon grado di approssimazione. Nel regime di lock-in sono necessari quattro modi, essendo presenti sia meccanismi alla frequenza propria torsionale della struttura, sia ad una prima armonica. Infine in condizioni di flutter, dove per il SSB sono stati individuati tre distinti picchi (meccanismi) sono stati necessari sei modi per ottenere un regime di approssimazione paragonabile a quello dei precedenti regimi. Come visto quindi in linea di massima sono quasi sempre due modi che sono associabili a ciascun meccanismo. Ad una simile associazione ha infatti, in molti casi, fatto riscontro che una coppia di modi erano associati alla stessa componente (frequenza) riproducendo la componente in fase e quella fuori fase del segnale originale. Pertanto la semplice applicazione della decomposizione ortogonale attraverso la matrice di covarianza già consente la separazione dei meccanismi globali di eccitazione del sistema, anche se rimane pur sempre, una sorta di accoppiamento tra le componenti di eccitazione. L'analisi ulteriore che è stata condotta, era centrata, sull'applicazione della decomposizione ortogonale attraverso la matrice densità spettrale di potenza, in tale caso, il risultato è che gli autovalori, reali, sono funzione della frequenza, così come gli autovettori, ma che al contrario sono complessi. Da tale studio è stato possibile osservare che, vista la complessità dell'autovettore, sia il modo in fase che quello fuori fase della decomposizione ortogonale attraverso la matrice di covarianza, siano associabili ad uno stesso modo complesso ma per differenti istanti di "tempo". Inoltre è stato possibile osservare che, la dipendenza dalla frequenza degli autovettori, pur complicando gli oneri computazionali (differenziazione dei modi per ciascuna frequenza oltre che per ciascun regime) ha consentito di valutare come per ciascuna frequenza il modo dominante, ad esempio, risulta non sempre essere associato alla stessa componente aeroelastica, ad esempio ad una data frequenza è possibile che il modo dominante sia associato ad una componente di resistenza ed ad una differente frequenza questo risulti essere associato ad una componente di portanza. Questa differenziazione, al variare della frequenza si può ricondurre ad una differente dominanza alla data frequenza i -sima di una componente aeroelastica piuttosto che di un'altra. Una simile variazione, attraverso l'utilizzo della decomposizione ortogonale con la matrice di covarianza non è stato possibile a causa della non dipendenza della decomposizione ortogonale dalla frequenza. Altro studio che è stato possibile condurre è la ricerca di un dato meccanismo al variare della frequenza, andando pertanto a vedere come la componente di resistenza associata alla turbolenza incidente ricopra una differente importanza alle frequenze di eccitazione rispetto alla componente di resistenza associata ai meccanismi di scia.

Ultimo passo dello studio del comportamento aerodinamico dei ponti di grande luce è stato quello di studiare la correlazione spaziale, delle forzanti lungo una struttura da ponte. Nel fare ciò

un nuovo modello è stato utilizzato, che però non riproduceva le caratteristiche meccaniche o di forma di una struttura reale. È stato mostrato come la correlazione spaziale fosse influenzata dall'ampiezza delle oscillazioni, come ampiamente mostrato in letteratura, ma che ad essa contribuisce il regime di oscillazione. Si deve inoltre osservare come per i regimi di oscillazione autoeccitati, in cui l'interazione tra fluido e struttura è maggiore, si vede come il livello di correlazione è maggiore. Infatti in tali casi si ha che la struttura con la sua stessa vibrazione correla spazialmente le forzanti lungo l'impalcato. Inoltre nei regimi autoeccitati, lock-in e flutter, si vede come pur diminuendo leggermente la correlazione anche per valori della distanza adimensionalizzati rispetto all'altezza di 16.7, si mantiene dell'ordine dei 0.9 del coefficiente di correlazione. Mentre l'elevato valore della correlazione è spiegato con quanto descritto in precedenza, la diminuzione, se pur minima, presente, nei regimi autoeccitati, si spiega per la presenza all'interno di tali regimi di meccanismi di eccitazione, non correlati. Una simile affermazione è stata confermata dall'analisi della correlazione utilizzando la decomposizione ortogonale attraverso la matrice di covarianza, attraverso cui è stato possibile individuare i meccanismi di eccitazione e le loro frequenze, separarli, associandoli ciascun ad un differente modo e vedere come i modi associati alle principali componenti di eccitazione presentino un livello di correlazione del segnale originale. Anche in questo caso però, non isolando la decomposizione ortogonale attraverso la matrice di covarianza una singola frequenza di eccitazione, si vede come comunque il livello di correlazione non sia perfettamente unitario. A ciò deve altresì aggiungersi che le componenti autoeccitate, derivando dalla oscillazione della struttura presentano elevati livelli di correlazione ma comunque ne esiste una diminuzione lungo la struttura.

Nel corso della presente tesi è stato studiato un modo per valutare il rischio eolico sulle strutture da ponte. In particolare della complessa catena del rischio è stato affrontato il problema della mitigazione della sensibilità delle strutture a tale azione. In particolare si è visto come attraverso l'utilizzo della decomposizione ortogonale sia possibile riuscire a diminuire, indirettamente, la vulnerabilità degli impalcati da ponte. Infatti sono state individuate due vie per intervenire sulla vulnerabilità nel corso del quinto capitolo: la prima implica una modifica della forzante e la seconda della risposta. Per entrambi gli approcci ora evidenziati lo studio attraverso la decomposizione ortogonale, come evidenziato nel corso del quinto capitolo, consente una migliore comprensione della vulnerabilità della struttura all'azione del vento. La decomposizione ortogonale, consentendo una separazione dei meccanismi di eccitazione della struttura, per ciascuna condizione aeroelastica, permette una valutazione appropriata delle forzanti, scindendole da meccanismi coesistenti alle principali cause di eccitazione della struttura ma che per essa non risultano essere importanti. In questo modo sia il controllo della risposta che la diminuzione della forzante sono aidate dall'utilizzo della decomposizione ortogonale delle pressioni lungo la sezione trasversale dell'impalcato.

Infine, la mitigazione della vulnerabilità delle strutture da ponte all'azione eolica, è stata perseguita anche attraverso lo studio della correlazione longitudinale delle forzanti. Questo infatti ha permesso di evidenziare come e quali parametri siano in grado di influenzare la correlazione

delle forzanti. Da tale valutazione è stato quindi possibile vedere come attraverso una più accurata valutazione dei coefficienti di correlazione e quindi la lunghezza di correlazione, è possibile, seguendo avere una più corretta valutazione della massima ampiezza della risposta della struttura.

8 References

- [1] Augusti G., Borri C., Niemann H.J. 2001 Is Aeolian Risk as Significant as Other Environmental Risks?. *Reliability Engineering and System Safety*, **74**, 227-237
- [2] Baker C.J. 2000 Aspects of the use of Proper Orthogonal Decomposition of surface pressure fields. *Wind and Structures*, **3**(2), 97-115
- [3] Baker C.J. 2001 Unsteady wind loading on a wall. *Wind and Structures*, **4**(5), 413-440
- [4] Barlow J.B., Guterres R. and Ranzenbach R., 2001 Experimental parametric study of rectangular bodies with radiused edges in ground effect, *J. Wind Eng. Ind. Aerod.*, **89** (14-15), 1291-1309
- [5] Beste F. and Cermak J. E., 1997 Correlation of internal and area-averaged external wind pressures on low-rise buildings *J. Wind Eng. Ind. Aerod.*, **69-71**, 557-566
- [6] Bienkiewicz B., Tamura Y., Ham H.J., Ueda H., Hibi K. 1995 POD and reconstruction of multi-channel roof pressures. *J. Wind Eng. Ind. Aero.*, **54-55**, 369-381
- [7] Billington D.P., 1987 The tower and the bridge: the new art of structural engineering. *Princeton University Press*, Princeton New Jersey
- [8] J. Bogunovic Jakobsen, 1997 Span-wise structure of lift and overturning moment on a motionless bridge girder, *J. Wind Eng. Ind. Aerod.*, **69-71**, 795-805
- [9] Chen X., Kareem A. 2000. On the application of stochastic decomposition in the analysis of wind effects. *Proc. Int. Conf. on Advances in Struct. Dyn.* (ASD 2000), Hong Kong, 135-142
- [10] Chen X., and Kareem A., 2001 Nonlinear response analysis of long-span bridges under turbulent winds, *J. Wind Eng. Ind. Aerod.*, **89** (14-15), 1335-1350
- [11] Davenport A.G. 1961, A statistical approach to the treatment of wind loading on tall masts and suspension bridges *PhD thesis*, Department of Civil Engineering, University of Bristol
- [12] Davenport A.G. Isyumov N., Miyata T. 1971 The experimental determination of the response of suspension bridges to turbulent wind, *proc. 3rd Int. Conf. on Wind Effects on Buildings and Structures*, Tokyo, Japan, pp. 1207-1220

- [13] Davenport A.G. and King J.P.C., 1982 A study of the wind effect for the Sunshine Skyway Bridge, Tampa, Florida, concrete alternate, *BLWT-SS24-1982*, The Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory, The University of Western Ontario, London, Canada
- [14] de Grenet E.T., Ricciardelli F., 2004 Analysis of wind loading of square cylinder using Covariance Proper Transformation. *Wind and Structures*, 7(2), 71-88
- [15] de Grenet E.T., Ricciardelli F. 2004 Analysis of the wind loading using Spectral Proper Transformation: application to a square cylinder and a bridge deck. *J. Wind Eng. Ind. Aerod.*, 92, 1281-1297
- [16] Demuren A. O., 1993 Influence of the turbulence model in calculations of flow over obstacles with second-moment closures, *J. Wind Eng. Ind. Aerod.*, **46-47**, 95-104
- [17] Dyrbye C., Hansen S.O. 1997 Wind loads on structures *Wiley*, New York
- [18] Ehsan F., Scanlan R. H. and Bosch H. R., 1990 Modeling spanwise correlation effects in the vortex-induced response of flexible bridges, *J. Wind Eng. Ind. Aerod.*, **36** (1-3), 1105-1113
- [19] Flay R. G. J. and Vickery B. J., 1995 Pressure correlations on a rough cone in turbulent shear flow, *J. Wind Eng. Ind. Aerod.*, **58** (1-2), 1-18
- [20] Frandsen J.B. 2000 Comparison of numerical and full-scale vortex induced oscillations, *IV BBAIV*, Bochum, Germany, 205-206
- [21] Frandsen J.B. 2001, Simultaneous pressures and accelerations measured full-scale on the Great Belt East suspension bridge, *J. Wind Eng. Ind. Aero.*, **89**, 95-129
- [22] Gartshore L.S. 1973 The effects of freestream turbulence on the drag of rectangular two dimensional prism, The University of Western Ontario, London Canada
- [23] Haan F.L. Jr., Kareem A. and Szewczyk A.A. 2000 Experimental measurement of spanwise correlation of self-excited forces on a rectangular cross section, *BBAIV*, Bochum, Germany, pp. 439-442
- [24] Hangan H., Kim J.D., Ricciardelli F., King J.P.C. 2001 Simultaneous characterization of wake velocity field, pressures, loading, displacements and accelerations for a dynamic bridge deck model, *1st ACWE*, Clemson, South Carolina
- [25] Hjorth-Hansen E., Jakobsen A. and Strømmen E., 1992 Wind buffeting of a rectangular box girder bridge, *J. Wind Eng. Ind. Aerod.*, **42** (1-3), 1215-1226
- [26] Holmes J. D., 1990 Analysis and synthesis of pressure fluctuations on bluff bodies using eigenvectors, *J. Wind Eng. Ind. Aerod.*, **33** (1-2), 219-230
- [27] Holmes J.D., Sankaran R., Kwok K.C.S., Syme M.J. 1997 Eigenvector modes of fluctuating pressures on a low-rise building models. *J. Wind Eng. Ind. Aero.*, **69-71**, 697-707
- [28] Holmes J. D., 2002 Effective static load distributions in wind engineering, *J. Wind Eng. Ind. Aerod.*, **90** (2), 91-109
- [29] Jeong S.H., Bienkiewicz B., Ham H.J. 2000 Proper Orthogonal Decomposition of building wind pressure specified at non-uniformly distributed pressure taps. *J. Wind Eng. Ind. Aero.*, **87**, 1-14
- [30] Kareem A., 1997 Correlation structure of random pressure fields, *J. Wind Eng. Ind. Aerod.*, **69-71** 507-516
- [31] Kasperski M. and Niemann H. -J., 1988 On the correlation of dynamic wind loads and structural response of natural-draught cooling towers, *J. Wind Eng. Ind. Aerod.*, **30** (1-3), 67-75

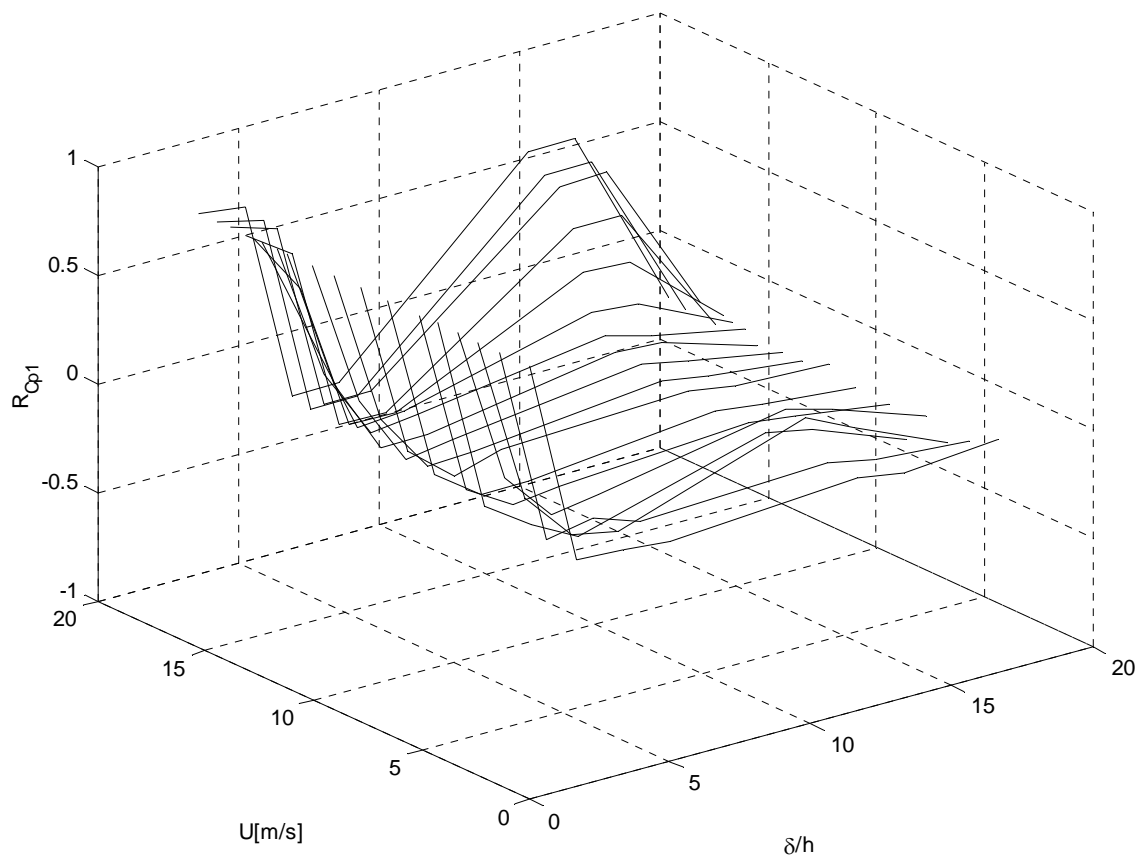
- [32] Khanduri A.C. e Morrow G.C., 2003 Vulnerability of building to windstorms and insurance loss estimation, *J. Wind Eng. Ind. Aerod.*, **91**, 455-467
- [33] Kikuchi H., Tamura Y., Ueda H. and Hibi K. 1997 Dynamic wind pressure acting on a tall building model - Proper Orthogonal Decomposition. *J. Wind Eng. Ind. Aero.*, **69-71**, 631-646
- [34] Lakshmanan, N. Arunachalam, S. Selvi Rajan S., Ramesh Babu G. and Shanmugasundaram J., 2002 Correlations of aerodynamic pressures for prediction of across wind response of structures, *J. Wind Eng. Ind. Aerod.*, **90** (8), 941-960
- [35] Larose G.L., 1992 The response of a suspension bridge deck to turbulent wind: the Taut Strip model approach *Faculty Of Graduate Studies*, The University of Western Ontario, London Canada
- [36] Larose G.L., Tanaka H., Gisming N.J., and Dyrbye C. 1998 Direct measurement of buffeting wind forces on bridge decks, *J. Wind Eng. Ind. Aerod.*, **74-76**, 809-818
- [37] Larose G. L., Zasso A., Melelli S. and Casanova D., 1998 Field measurements of the wind-induced response of a 254 m high free-standing bridge pylon, *J. Wind Eng. Ind. Aerod.*, **74-76**, 891-902
- [38] Letchford C. W. and Mehta K. C., 1993 The distribution and correlation of fluctuating pressures on the Texas Tech Building, *J. Wind Eng. Ind. Aerod.*, **50**, 225-234
- [39] Lee B.E. 1975 The effect of turbulence on the surface pressure field of a square prism. *J. Fluid Mech.*, **69**, 263-282
- [40] Loredou-Souza A. M. and Davenport A. G., 2002 Wind tunnel aeroelastic studies on the behaviour of two parallel cables, *J. Wind Eng. Ind. Aerod.*, **90** (4-5), 407-414
- [41] Matsumoto M. 1996 Aerodynamic damping of prism. *J. Wind Eng. Ind. Aerod.*, **59**, 159-175
- [42] Matsumoto M. Daito Y., Yoshizumi F., Ichikawa Y., Yabutani T., 1997 Torsional Flutter on bluff bodies. *J. Wind Eng. Ind. Aerod.*, **69**, 871-882
- [43] Matsumoto M., Hamazaki H.(1995) Flutter stabilization of super long span bridges. The 5th East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction (WASECV), (Australia), 1995, pp1141-1146
- [44] Matsumoto M. Hamazaki H. Yoshizumi 1997 On Flutter Stability of decks for super long span bridge. *Journal JSCE*,
- [45] Matsumoto M. Kobayashi Y. Shirato H., (1996) The influence of aerodynamic derivatives on flutter. *J. Wind Eng. Ind. Aerod.*, **60**, 227-239
- [46] Matsumoto M., Ishizaki H., Matuoka, C., Daito Y., Ichikawa Y., and Shimahara A., 1998 Aerodynamic effects of the angle of attack on rectangular prism. *J. Wind Eng. Ind. Aerod.*, **77-78**, 531-542
- [47] Matsumoto M. Nakajima, Y., Taniwaki R., Shijo R., 2001 Grating effect on flutter stability. *J. Wind Eng. Ind. Aerod.*, **89**, 1487-1497
- [48] Matsumoto M., Nihara Y., Kobayashi Y., Shirato H. and Hamasaki H (1995) Flutter mechanism and its stabilization of bluff bodies. *Proc. 9th conference On Wind Engineering*, New Delhi, India, 827-838
- [49] Matsumoto, M., Shirashi, N., Shirato, H., Shigetaka, K. and Niihara, Y., 1993 Aerodynamic derivatives of coupled/hybrid flutter of fundamental structures sections. *J. Wind Eng. Ind. Aerod.*, **49**, 575-584

- [50] Matsumoto, M., Shirashi, N., Shirato, H., Stoyanoff, S. and Yagi, T., 1993 Mechanism and turbulence effect on vortex-induced oscillations for bridge box girders. *J. Wind Eng. Ind. Aerod.*, **49** (1-3), 467-476.
- [51] Matsumoto, M., Shirato, H., Hirai, S., 1992 Torsional flutter mechanism of 2-D H-Shaped cylinders and effect of flow turbulence. *J. Wind Eng. Ind. Aerod.*, **41-44**, 687-698
- [52] Matsumoto, Y., Kobayashi, Y., and Shirato, H., 1996 The influence of aerodynamic derivatives on flutter. *J. Wind Eng. Ind. Aerod.*, **60**, 227-239.
- [53] McLean I. and Gartshore I., 1992 Spanwise correlations of pressure on a rigid square section cylinder, *J. Wind Eng. Ind. Aerod.*, **41** (1-3), 797-808
- [54] Miyata, T. Yamada, H. Katsuchi H. and Kitagawa, M. 2002 Full-scale measurement of Akashi-Kaikyo Bridge during typhoon, *J. Wind Eng. Ind. Aerod.*, **90** (12-15), 1517-1527
- [55] Nagao, F., Utsunomiya, H. Noda M. and Oshima, Y. 2003 Basic study on spatial correlations of fluctuating lifts acting on plates, *J. Wind Eng. Ind. Aerod.*, **91**(12-15), 1349-1361
- [56] Namiranian F. and Gartshore I. S., 1988 Direct measurements of oscillating lift on a rigid square section cylinder in a turbulent stream, *J. Wind Eng. Ind. Aerod.*, **28** (1-3), 209-218
- [57] Niemann H.J. 1980. Wind effects on cooling-tower shells. *J. Struct. Eng.*, ASCE, **106**(3), 643–661
- [58] Ricciardelli F., 1996 “Risposta delle torri di ponti di grande luce all’azione del vento” *tesi di dottorato di ricerca in Ingegneria delle strutture Napoli*
- [59] Ricciardelli F., Hangan H. 2001 Pressure distribution and aerodynamic forces on stationary box bridge sections, *Wind and Structures*, **4**(5), 399-412
- [60] Ricciardelli F., de Grenet E.T., Hangan H. 2002 Pressure distribution, aerodynamic forces and dynamic response of box bridge sections. *J. Wind Eng. Ind. Aerod.*, **90**, 1135-1150
- [61] Ricciardelli F., de Grenet E.T., Solari G. 2002 Analysis of the wind loading of bridge deck box section using Proper Orthogonal Decomposition. *J. Fluid Mech. Res.*, **29**(3-4), 312-322
- [62] Robertson A. P., Hoxey R. P., Short J. L., Ferguson W. A. and Blackmore P. A., 1998 Prediction of structural loads from fluctuating wind pressures: Validation from full-scale force and pressure measurements, *J. Wind Eng. Ind. Aerod.*, **74-76**, 631-640
- [63] Salmon J.R. and Walmsley J.L., 1999 A two-site correlation model for wind speed, direction and energy estimates, *J. Wind Eng. Ind. Aerod.*, **79** (3), 233-268
- [64] Sankaran R. and Jancauskas E. D., 1993 Measurements of cross-correlation in separated flows around bluff cylinders, *J. Wind Eng. Ind. Aerod.*, **49** (1-3), 279-288
- [65] Schewe G., Larsen A. 1998, Reynolds number effects in the flow around a bluff bridge deck cross section, *J. Wind Eng. Ind. Aero.*, **74-76**, 829-838
- [66] Scott R., 2001 In the wake of Tacoma. *ASCE Press*, Virginia
- [67] Simiu E., Scanlan R.H. 1996 Wind Effects on Structures. Fundamentals and Applications to Design. *Wiley*, 3rd Edition,
- [68] Solari G., Carassale L. 2000 Modal Transformation tools in structural dynamics and wind engineering. *Wind and Structures*, **3**(4), 221-241
- [69] Strømme E., Hjorth-Hansen E., Kaspersen J.H. 2000 Dynamic loading effects of a rectangular box girder bridge, *BBAIV*, Bochum, Germany, 51-54

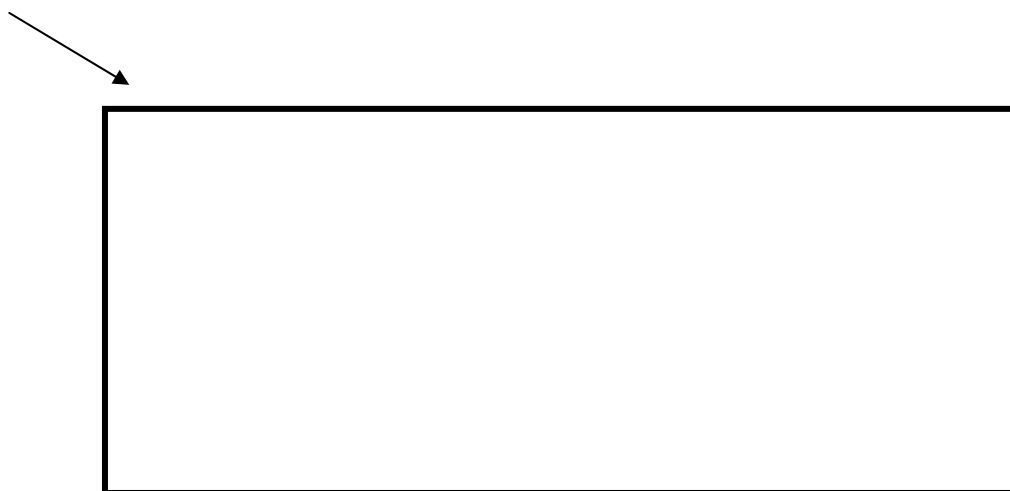
- [70] Tamura Y., Ueda H., Kikuchi H., Hibi K., Suganuma S. and Bienkiewicz B., 1997 Proper orthogonal decomposition study of approach wind-building pressure correlation, *J. Wind Eng. Ind. Aerod.*, **72** (1-3), 421-431
- [71] Tamura T., Miyagi T. and Kitagishi T., 1998 Numerical prediction of unsteady pressures on a square cylinder with various corner shapes, *J. Wind Eng. Ind. Aerod.*, **74-76**, 531-542
- [72] Tamura Y., Suganuma S., Kikuchi H., Hibi K. 1999 Proper Orthogonal Decomposition of random wind pressure field. *J. Fluids Struct.*, **13**, 1069-1095.
- [73] Theodorsen T., 1935 General theory of aerodynamic instability and the mechanism of flutter *NACA* Report No. 496
- [74] Thoroddsen S. T., Peterka J. A and Cermak J. E., 1988 Correlation of the components of wind-loading on tall buildings, *J. Wind Eng. Ind. Aerod.*, **28** (1-3), 351-360
- [75] Tieleman H.W., Hajj M. R., Janajreh I. M., Reinhold T. A. and Geurts C. P. W., 1998 Velocity-pressure correlation in stagnation and separation regions on surface-mounted prisms, *J. Wind Eng. Ind. Aerod.*, **77-78**, 567-578
- [76] Tieleman H.W., Muhammad Z. G. Hajj R. and Reinhold T., 2003 Pressures on a surface-mounted rectangular prism under varying incident turbulence, *J. Wind Eng. Ind. Aero*, **91**(9), 1095-1115
- [77] Toriumi R., Katsuchi H. and Furuya N., 2000 A study on spatial correlation of natural wind, *J. Wind Eng. Ind. Aerod.*, **87** (2-3), 203-216
- [78] Unanwa, C.O., McDonald J.R., Metha, K.C., Smith D.A., 2000 The development of wind damage bands for buildings *J. Wind Eng. Ind. Aerod.*, **84**, 119-149
- [79] Wacker J. and Plate E. J., 1992 Correlation structure of wind pressure buffeting on cubical buildings and corresponding effective area wind loads, *J. Wind Eng. Ind. Aerod.*, **43** (1-3), 1865-1876
- [80] Xiang H.F, Chen A.R., Lin Z.X. 1998 Introduction to the Chinese wind-resistant design guideline for highway bridges, *J. Wind Eng. Ind. Aerod.*, **74-76**, 903-911
- [81] Yu D. and Kareem A., 1996 Two-dimensional simulation of flow around rectangular prisms, *J. Wind Eng. Ind. Aerod.*, **62** (2-3), 131-161
- [82] Yu D. and Kareem A., 1997 Numerical simulation of flow around rectangular prism, *J. Wind Eng. Ind. Aerod.*, **67-68**, 195-208
- [83] Zhang X. and Zhang R.R., 2001 Actual ground-exposure determination and its influences in structural analysis and design, *J. Wind Eng. Ind. Aerod.*, **89**, 973-985

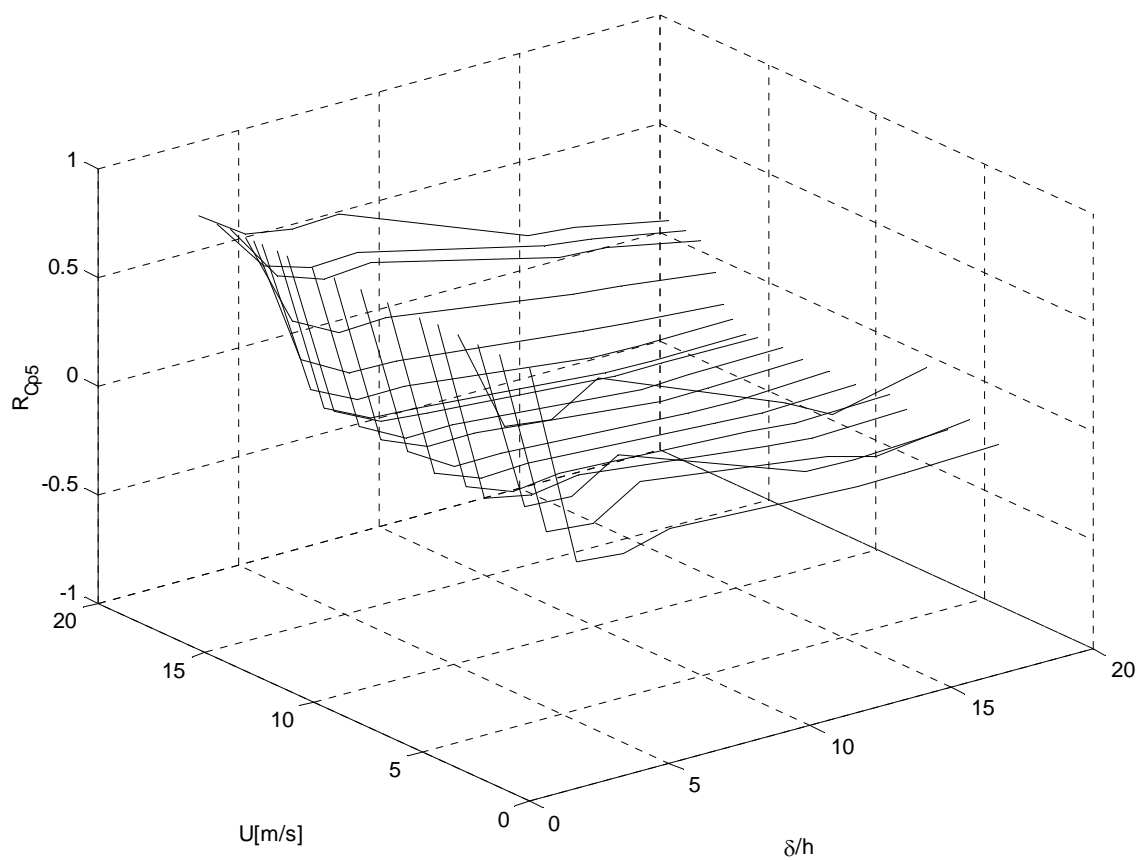
9 Appendice A

9.1. ANDAMENTO DELLA CORRELAZIONE PER ALCUNE PRESE SIGNIFICATIVE CONFIGURAZIONE AC1

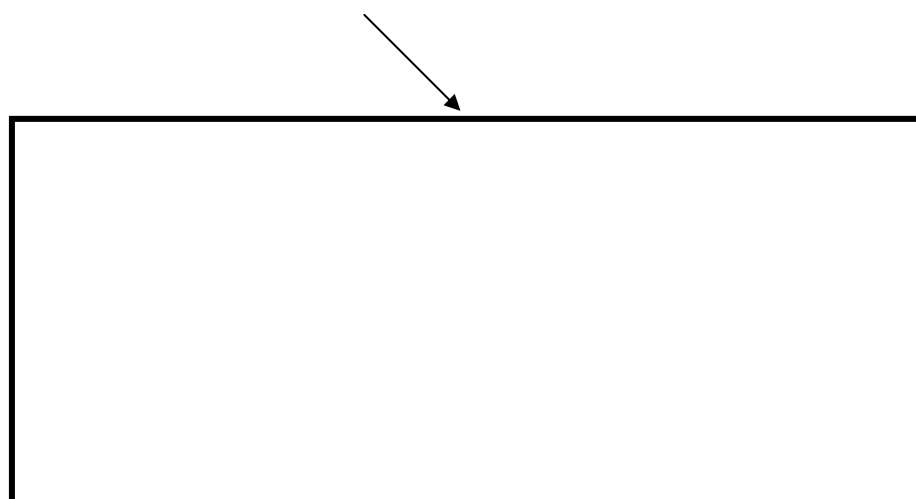


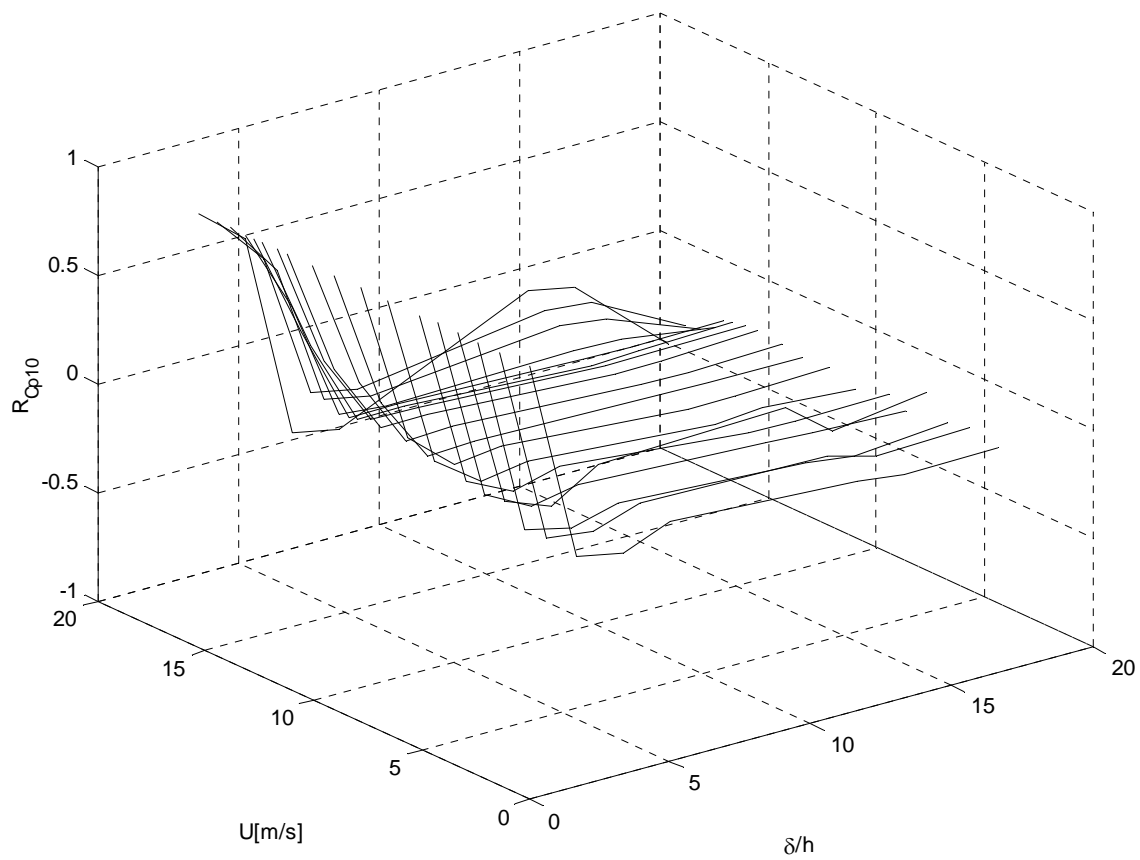
Andamento della correlazione per la presa numero 1



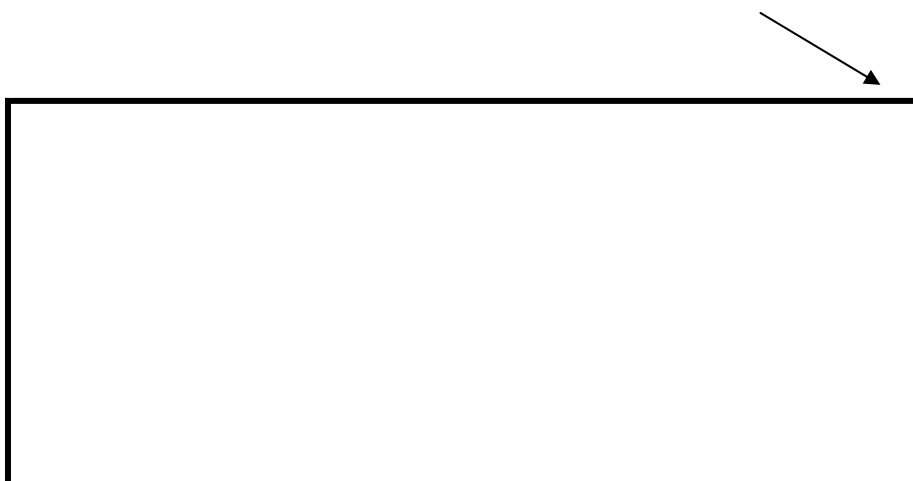


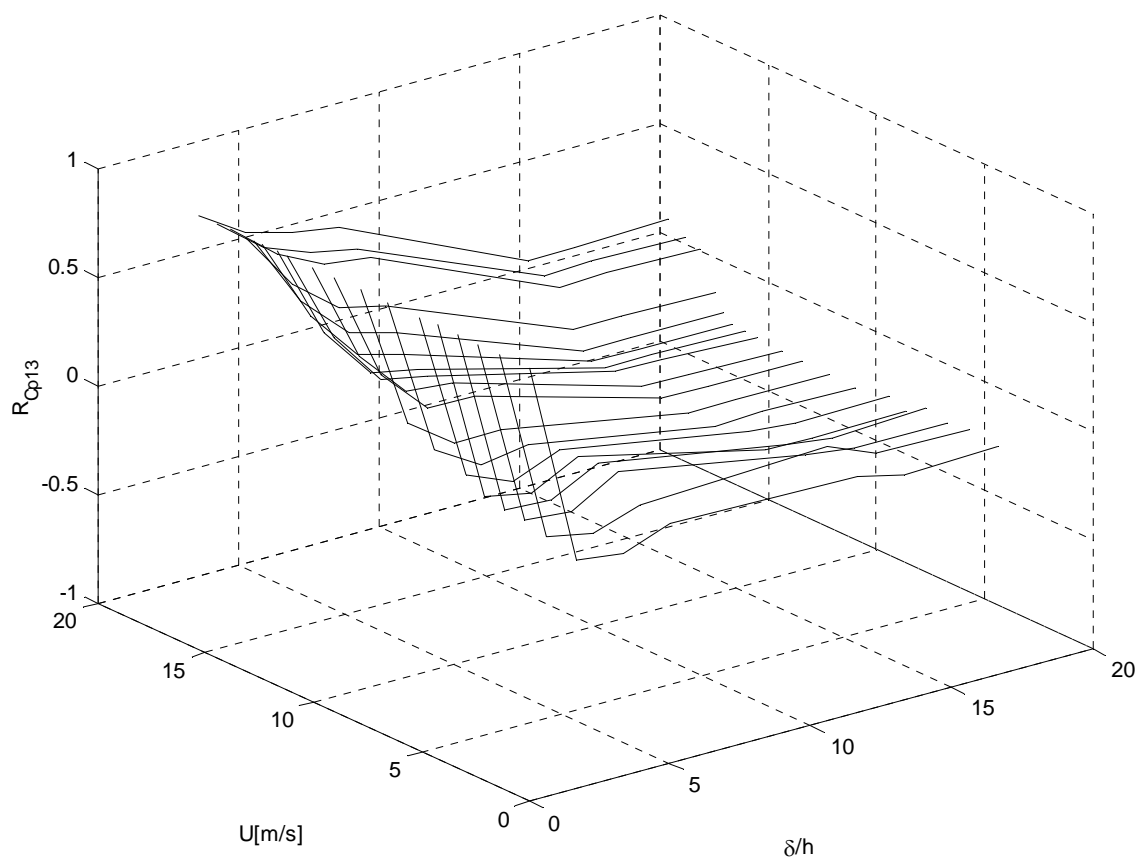
Andamento della correlazione per la presa numero 5



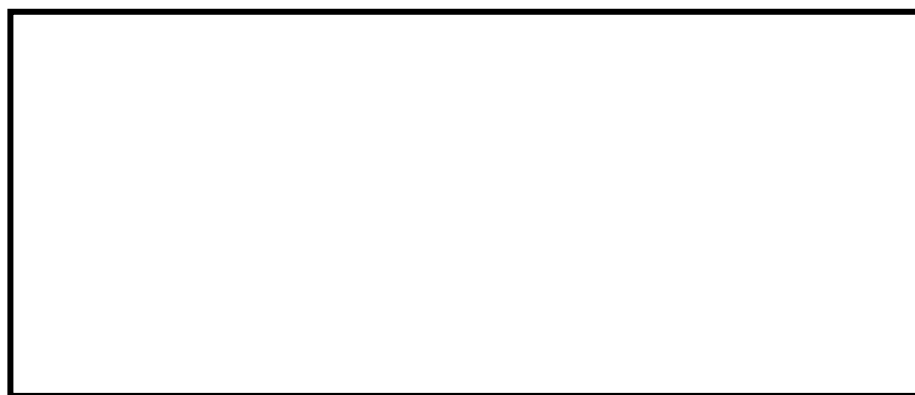


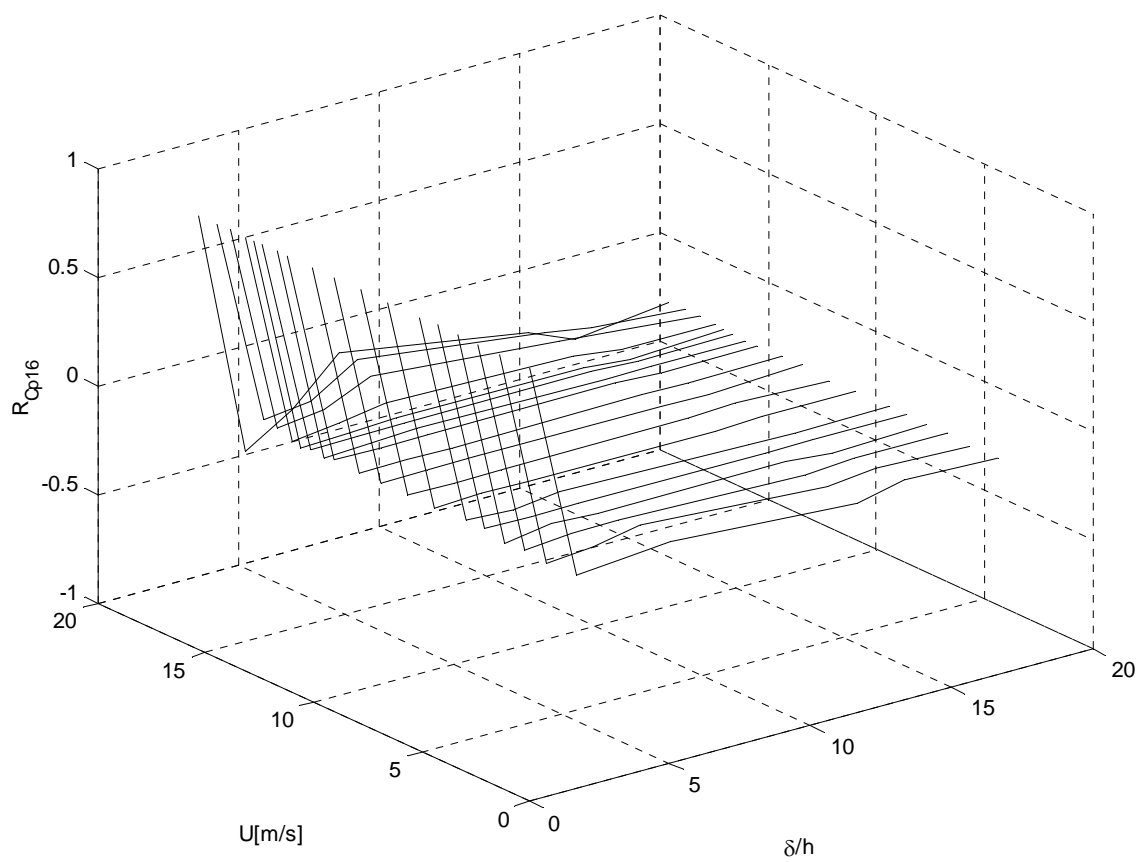
Andamento della correlazione per la presa numero 10



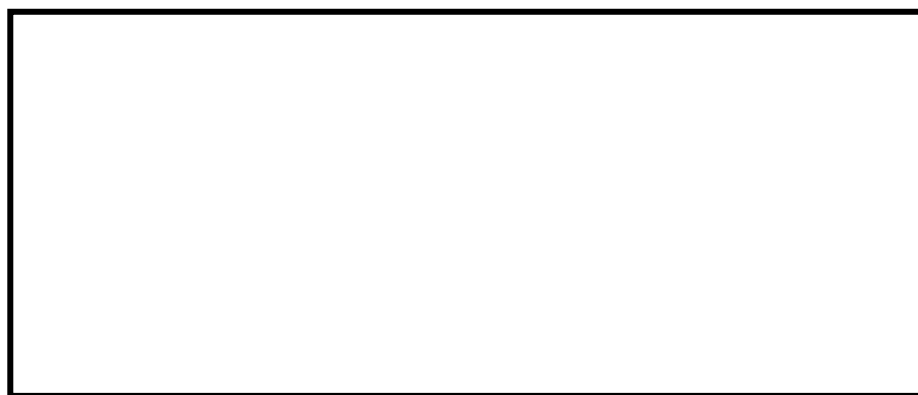


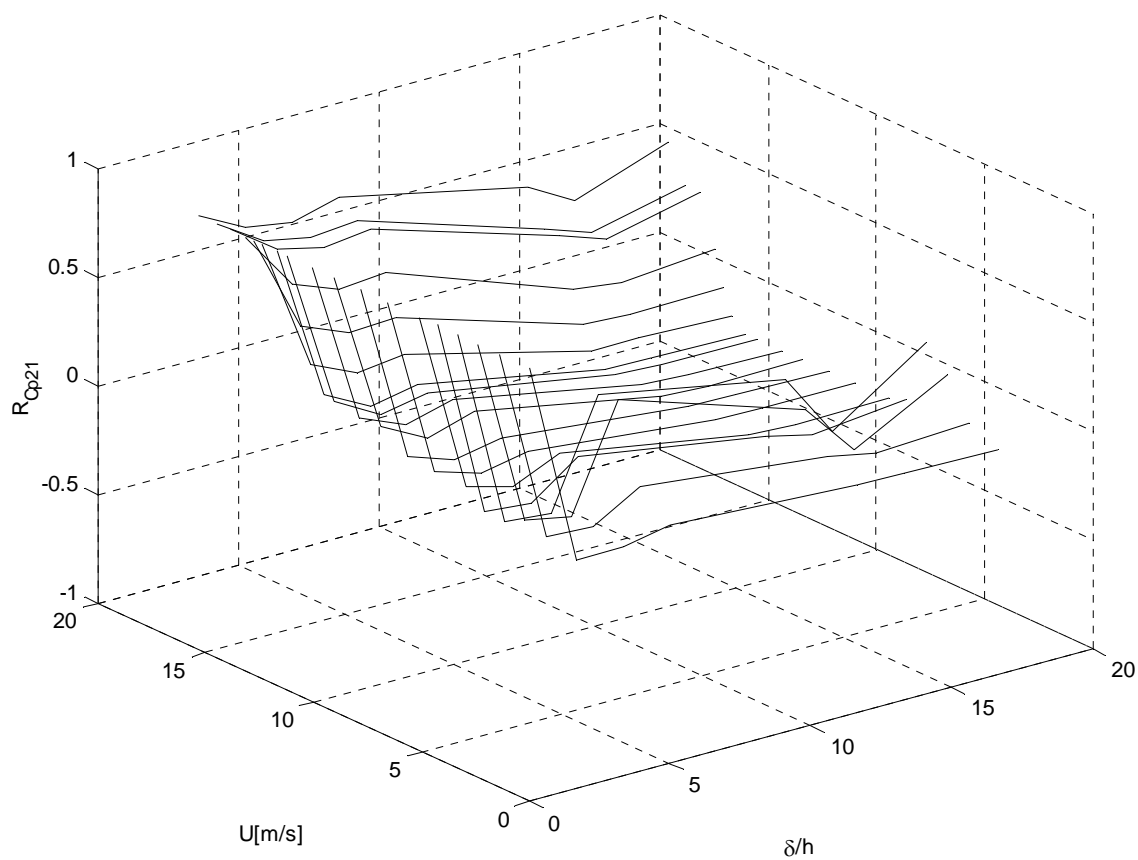
Andamento della correlazione per la presa numero 13





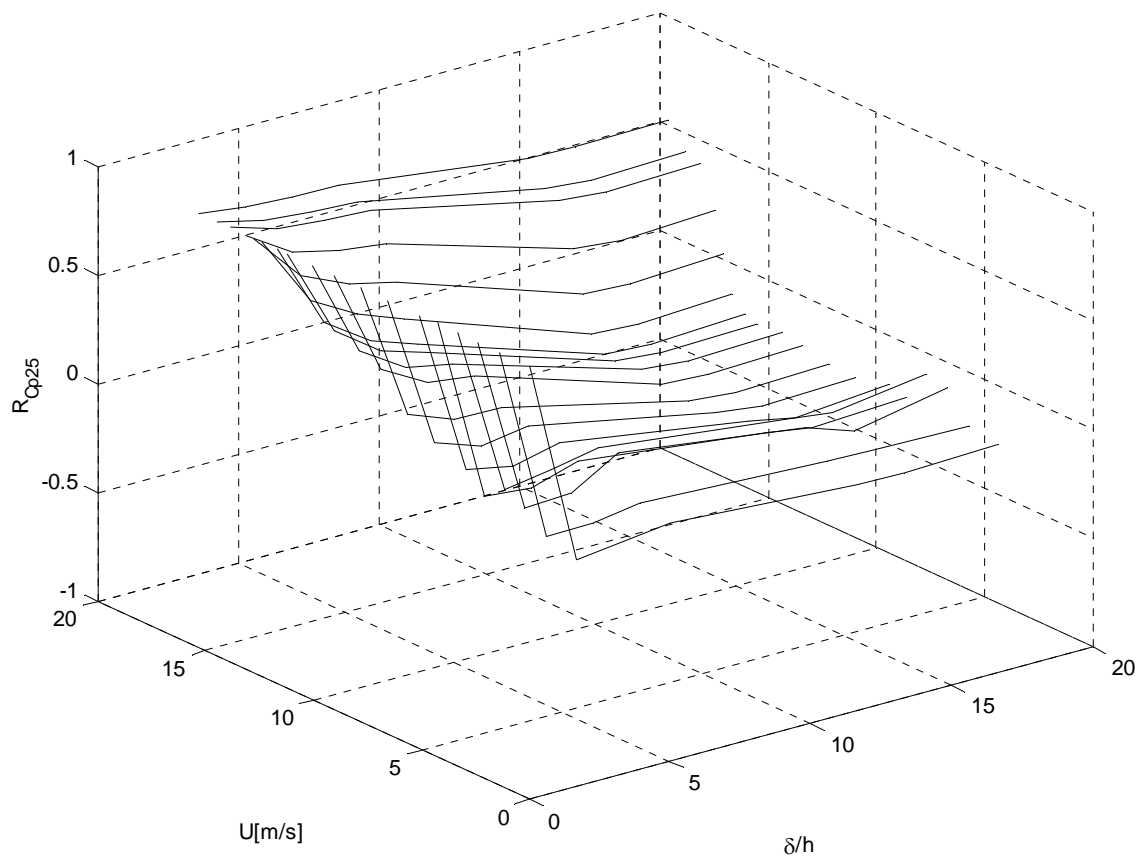
Andamento della correlazione per la presa numero 16





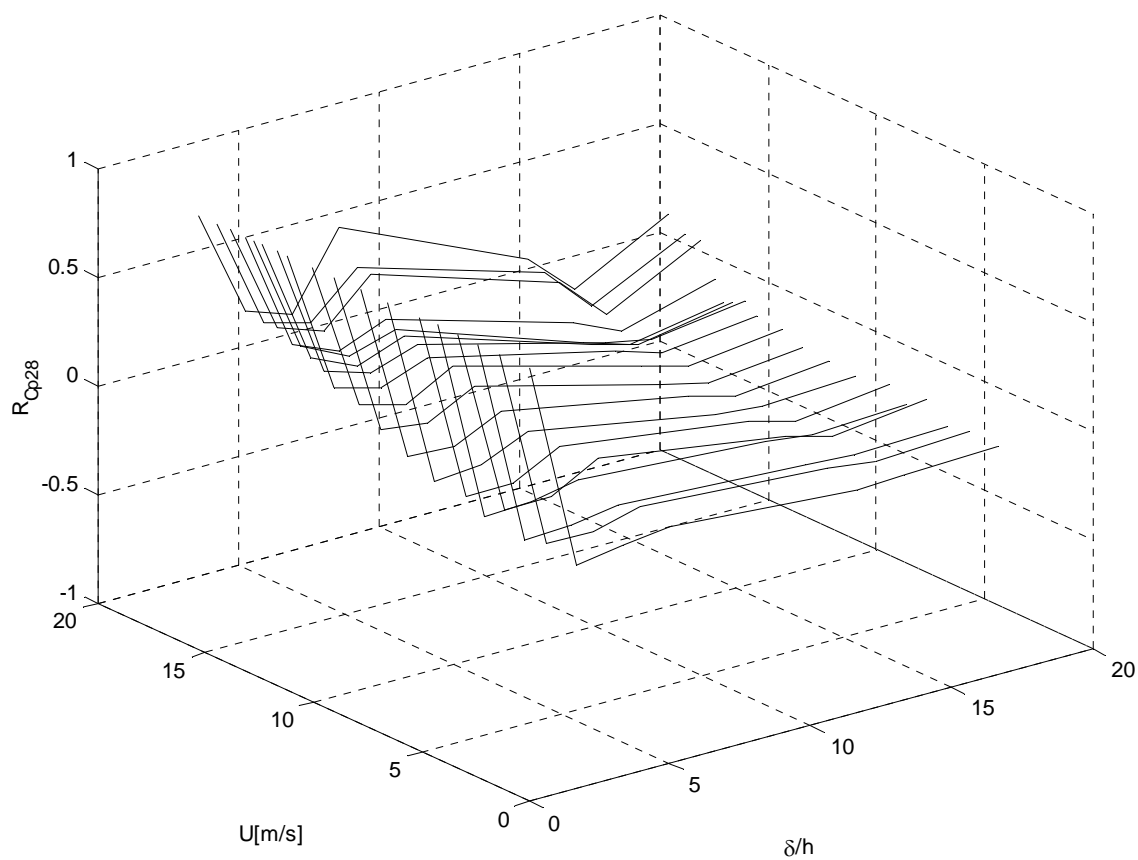
Andamento della correlazione per la presa numero 21



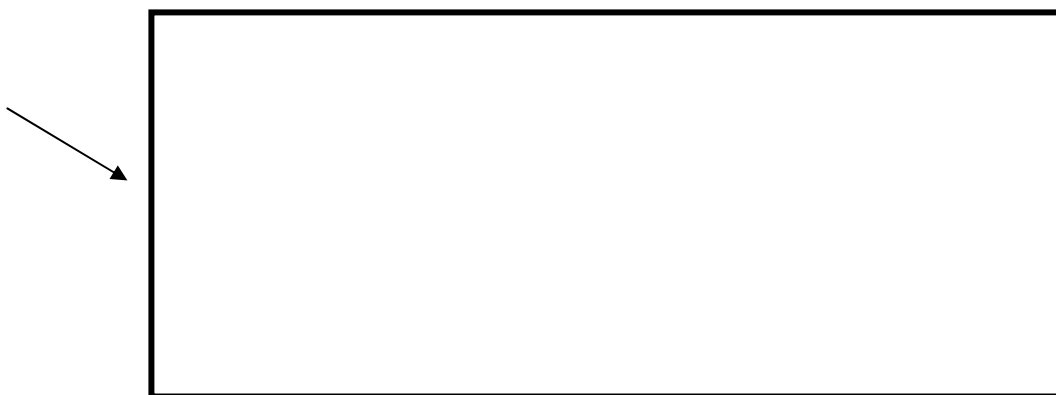


Andamento della correlazione per la presa numero 25





Andamento della correlazione per la presa numero 28



9.2. ANDAMENTO DELLA CORRELAZIONE PER ALCUNE PRESE SIGNIFICATIVE CONFIGURAZIONE AC4

